

5/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL
الدراسة الوطنية المتمدة الشبان

BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etude du Tablier d'un Pont
Courbe Continu en B. P.
Conception et Calcul

Proposé par : SAETI

Etudié par : AMMARI Arbia
BOUKAOULA Zohra

Dirigé par : Mr. ZOUKH

3 PLANCHES

Promotion : Janvier 87

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, trouvent ici nos remerciements les plus chaleureux et particulièrement:

- M^r ZOUKH, notre promoteur, pour avoir accepté de suivre notre travail et ses conseils judicieux.
- M^r GUNDOLF PAUL, ingénieur chef à la SAETI, pour toute l'aide qu'il nous a apporté et ses précieux conseils.
- M^r ABDELKAMEL MESKINE pour son aide si précieuse.

M^{lle} ZOHRA BOUKAOUA

M^{lle} ARBIA ANNARI

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A nos chers parents

A nos freres et sœurs

A tous nos amis, en particulier notre amie

Houria BENKRID.

ARBIA

ZOHRA

SOMMAIRE

I	Presentation de L'ouvrage	1
II	Conception de L'ouvrage	3
	- choix du type de tablier	3
	- Dimensionnement de La poutre caisson	4
	- caractéristiques géométriques de La poutre	6
III	Materiaux utilisés - contraintes admissibles	9
IV	Charges et surcharges	12
V	Calcul des Forces élastiques	15
	- système statique développé Longitudinal	15
	- Calcul du moment flechissant	16
	- Calcul des forces d'appui et tranchantes	22
VI	Precontrainte Longitudinale du caisson	25
	- trace du cable	25
	- Calcul des Pentes instantanées	30
	- Calcul de la force et du moment de précontrainte	32
	- Calcul du moment hyperstatique de La précontrainte	33
VII	Calcul du Moment de torsion et du Moment flechissant de La Poutre courbée.	38
	- travée de rive	38
	- travée de milieu	39

<u>VIII</u>	Verifications des contraintes	47
	- Calcul des Pertes differées	47
	- Calcul des contraintes normales	50
	- Calcul des contraintes tangentielles	52
<u>IX</u>	Securité à La rupture	54
	- verification vis à vis de La rupture par flexion.	54
	- verification vis à vis de La rupture par cisaillement.	56
<u>X</u>	Férrailage	57
	- armatures Longitudinales	57
	- armatures transversales	57
	- Calcul de La dalle	59
<u>XI</u>	Plaque d'about	63
<u>XII</u>	ANNEXES	65

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

PRESENTATION

L'OUVRAGE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Le present projet porte sur l'étude du tablier d'un pont courbe continu à trois travées. Deux travées de rive identiques de 22,00 m de portée chacune

Une travée intermediaire de 28,00 m de portée

Le rayon de courbure du pont est de 30,00 m

Le tablier est constitué d'une chaussée de 5,50 m de Large et deux trottoirs

trottoir interieur de 2,25 m de Largeur

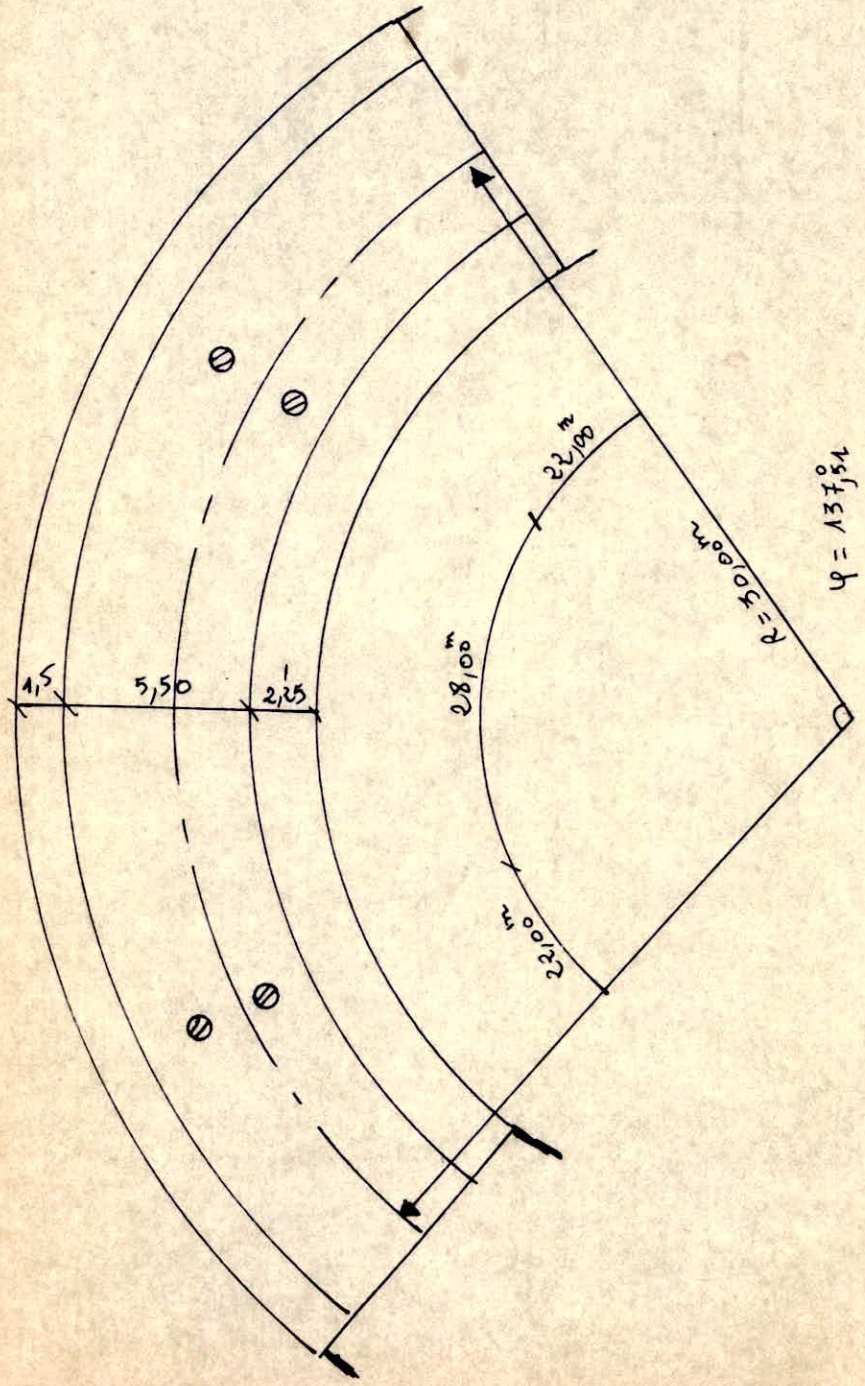
trottoir exterieur de 1,50 m de Largeur

La réalisation de cet échangeur (Pont-rampe 1.5) rentre dans le cadre d'aménagement du Boulevard

OULMANE KHELIFA

Il est inscrit sous le nom O.A 1.5

VUE EN PLAN



CONCEPTION DE L'OUVRAGE

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

- CHOIX DU TYPE DE TABLIER :

La présence de la courbure, rend notre ouvrage très sollicité à la torsion, Donc le choix du type du tablier doit se baser essentiellement sur la résistance à la torsion le type de poutres le plus recommandé pour ce (genre) de sollicitations est la poutre caisson.

En raison de sa grande rigidité à la torsion, l'application d'un couple de torsion à la poutre caisson ne crée qu'une faible rotation du tablier autour de son axe longitudinal, donc de faibles contraintes de cisaillements, en conséquence de quoi, cette forme est tout particulièrement à recommander dans ce type de Ponts

DESCRIPTION DE LA POUTRE CAISSON :

La poutre caisson est l'organe porteur du pont c'est un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et deux âmes reliées entre elles à leur partie basse par un hourdis inférieur. Le hourdis supérieur déborde des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement.

La liaison entre les âmes et les hourdis est complétée par des goussets.

Les entretoises sont au niveau des appuis seulement.

En plus de leur rôle de dalle de couverture, le hourdis supérieur comme le hourdis inférieur fonctionnent en tant que membrures comprimées ou tendues suivant.

Le signe du moment sollicitant la section considérée.

DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE CAISSON

Le nombre et la forme des caissons en section transversale dépendent de la largeur du tablier

pour les largeurs approximatives de tablier l , on admet souvent les dispositions suivantes:

$l \leq 13 \text{ m} \rightarrow$ Un caisson à 2 âmes

$13 < l \leq 18 \text{ m} \rightarrow$ Un caisson à 3 âmes

$18 < l \leq 25 \text{ m} \rightarrow$ plusieurs caissons séparés

Dans notre cas $l = 9,25 \text{ m}$ inférieur à 13 m donc on choisit un caisson à 2 âmes

* hauteur du caisson: pour les ouvrages continus, la hauteur à adopter sur appuis intermédiaires (moment négatif) doit être de l'ordre du $\frac{1}{18}$ de la portée des travées intermédiaires. La valeur minimale varie généralement de $1,00 \text{ m}$ à $2,00 \text{ m}$.

Pour des portées moyennes, on peut conserver une hauteur constante le long du pont

Dans notre cas $h_r = \frac{L}{18} = \frac{28}{18} = 1,55$

on prend $h_r = 1,6 \text{ m}$.

notre poutre caisson a une largeur supérieure $l_s = 8,60 \text{ m}$ et une largeur inférieure $l_i = 4 \text{ m}$

EPAISSEUR DU HOURDIS SUPERIEUR:

Elle dépend de l'espacement des âmes et il est dimensionné par sa résistance à la flexion locale comme système de couverture

pour des portées (l) entre nus des âmes allant de 3 à 4 m
on doit avoir une épaisseur e_0 du hourdis supérieure
variant de 18 à 22 cm.

Dans notre cas on prend $e_0 = 22$ cm.

EPAISSEUR DES ÂMES

Elle doit permettre la résistance à l'effort tranchant,
une mise en place correcte du béton et l'ancrage des
cables de précontrainte.

Pour les ouvrages coulés sur cintre, au droit des appuis,
ce sont les conditions d'effort tranchant et d'ancrage qui
sont déterminantes, elles conduisent à des âmes d'épaisseur
maximale de 35 cm ; en travée c'est la condition de mise
en oeuvre du béton qui impose une épaisseur minimale de
28 cm.

Pour plus de sécurité, on prend une épaisseur d'âme
 $e_a = 50$ cm.

HOURDIS INFÉRIEUR :

Il doit avoir une épaisseur maximum au droit des points de
moment négatif maximum.

Au point de moment positif maximum, on admet une
épaisseur minimum de 15 cm pour le hourdis inférieur
qui permet de disposer les cables de continuité

On prend donc $e_1 = 20$ cm.

GOUSSET.

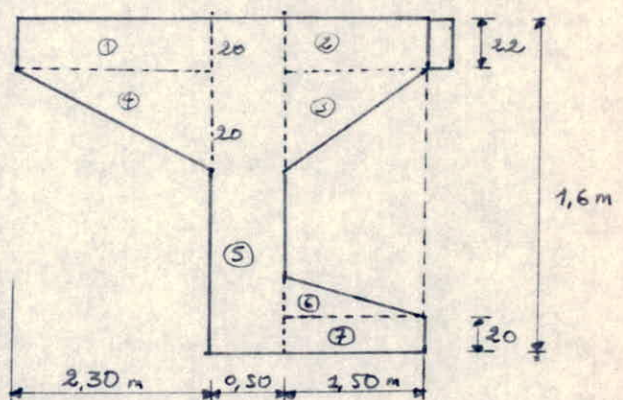
Il améliore l'encastrement du hourdis sur les âmes, facilite la mise en place du béton et permet de loger les câbles de précontrainte longitudinale.

On doit avoir une inclinaison minimale par rapport à l'horizontale, de 5 degrés sur une distance de 150 cm d'où les épaisseurs d'hourdis aux droits des âmes :

- hourdis supérieur : $e = 40 \text{ cm}$
- hourdis inférieur : $e = 35 \text{ cm}$.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION

- système du tableau :



2. SECTION, VALEURS A_x ; J_x ; W_x ; J_0

Designation	$A_x \text{ (m}^2\text{)}$	$y_i \text{ (m)}$	$A \cdot y_i \text{ (m}^2\text{)}$	d	d^2	$\frac{I^2}{12} \text{ (16)}$	$d^2 + \frac{I^2}{12} \text{ (16)}$	$J \text{ (m}^4\text{)}$
① $0,2 \times 2,30 \times 2$	0,92	1,50	1,38	0,5	0,25	0,003	0,253	0,233
② $0,22 \times 1,50 \times 2$	0,66	1,49	0,983	0,49	0,24	0,004	0,244	0,161
③ $\frac{1,50}{2} \times 0,18 \times 2$	0,27	1,32	0,356	0,32	0,102	0,002	0,104	0,028
④ $\frac{2,30}{2} \times 0,2 \times 2$	0,46	1,33	0,612	0,33	0,109	0,003	0,112	0,052
⑤ $1,60 \times 0,50 \times 2$	1,6	0,8	1,28	0,2	0,040	0,213	0,253	0,405
⑥ $\frac{0,15}{2} \times 1,50 \times 2$	0,225	0,25	0,056	0,75	0,563	0,001	0,564	0,127
⑦ $0,20 \times 1,50 \times 2$	0,6	0,1	0,06	0,9	0,81	0,003	0,813	0,488
	4,735		4,73					1,494

Moment d'inertie de torsion

$$J_D = \frac{4 A_m^2}{\oint ds/t} = \frac{(1,39 \cdot 3,5)^2 \cdot 4}{2(1,39/0,5) + 3,5/0,31 + 3,5/0,275} = 3,24 \text{ m}^4$$

$$J_D = 3,24 \text{ m}^4$$

$$E \cdot J_x = 3,50 \cdot 10^6 \times 1,494 = 5,23 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

$$G \cdot J_D = 1,40 \cdot 10^6 \times 3,243 = 4,54 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

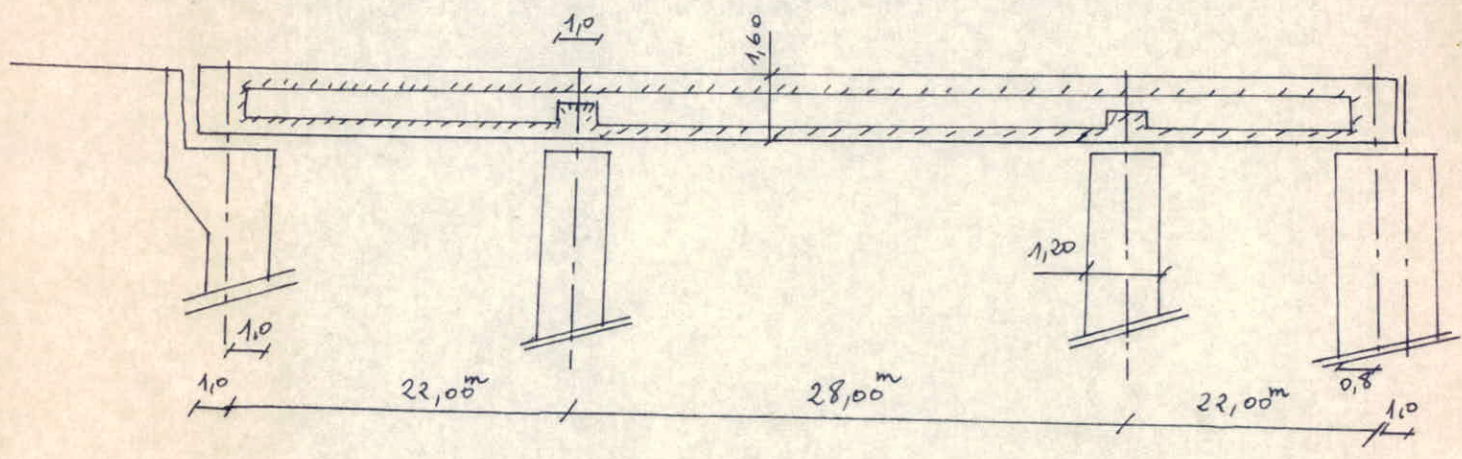
$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{E}{2,50}$$

A_m = l'aire limitée par la ligne moyenne de la section.

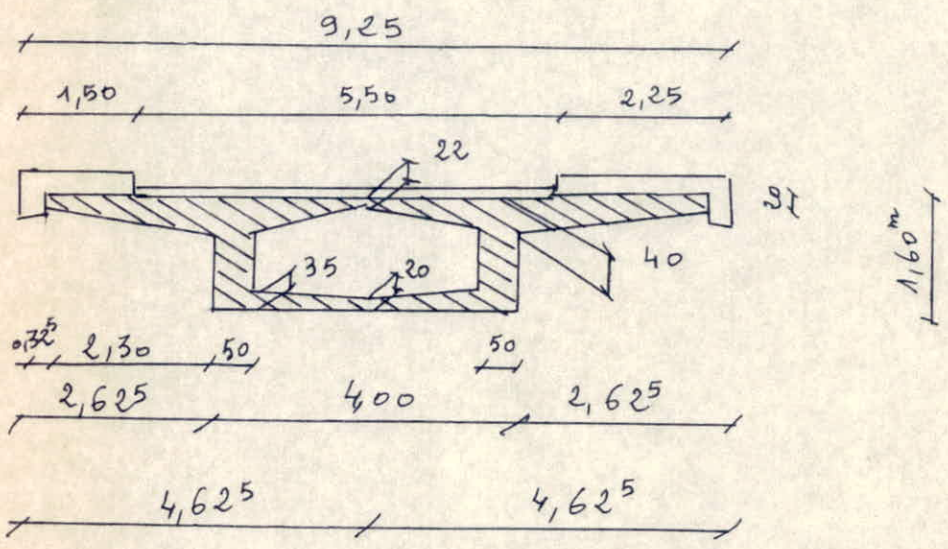
ds = longueur infiniment petite de la section

t = épaisseur moyenne dans la portion de la longueur considérée.

Coupe Longitudinale =



Coupe Transversale =



MATERIAUX UTILISÉS

CONTRAINTES ADMISSIBLES

MATÉRIAUX UTILISÉS

CONTRAINTES ADMISSIBLES

1- Béton armé :

a- Le béton :

Le béton utilisé dans cet ouvrage, sera conforme aux règles CCBA 68 et à tous Les règlements en vigueur appliqués en ALGERIE.

* Résistance nominale :

$$\sigma'_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

* Contraintes de compression admissibles :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{en c.s.})$$

$$\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ bars} \quad (\text{en flexion})$$

* Contrainte de traction admissible :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} = 8,4 \text{ bars}$$

* Contrainte de cisaillement admissible pour la dalle :

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

* Module de deformation Longitudinal :

$$E = 3,5 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

* Coefficient de poisson : $\nu = 0,25$

b- L'Acier :

on utilise de l'acier TOR FeE 40 ; $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

2- Béton précontraint :

a- Le béton :

Le béton utilisé pour le béton précontraint sera conforme aux instructions provisoires n°1 (circulaire n° 44 du 12 Août 1965). Il doit avoir une résistance à la rupture élevée.

* Résistance mécanique du béton :

$$\sigma'_{28} = 350 \text{ bars}$$

- en compression :

$$\sigma'_j = 0,55 \sigma'_{28} \quad j = 3 \text{ jours}$$

$$\sigma'_j = 0,75 \sigma'_{28} \quad j = 7 \text{ jours}$$

$$\sigma'_j = \sigma'_{28} \quad j \geq 28 \text{ jours}$$

- en traction :

$$\sigma_j = 7 + 0,06 \sigma'_j$$

$$\sigma_{28} = 28 \text{ bars}$$

* Contraintes admissibles de compression :

- période de service

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_n = 0,42 \cdot 350 = 147 \text{ bars}$$

- période de construction

$$\bar{\sigma}' = 0,55 \sigma'_n = 0,55 (0,55 \cdot 350) = 106 \text{ bars}$$

* Contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau} = \sqrt{\frac{\bar{\sigma}}{\sigma'_b} (\bar{\sigma}'_b - \sigma'_b) (\bar{\sigma}_b + \sigma'_b)}$$

σ'_b : Contrainte de compression au niveau du C.D.G de Lapoutre

b- Armature de precontrainte:

Systeme FREYSSINET : cable 12T15 toron 0,6"

qualité : ST 1770/1770 N/mm²

ou 160/180 Kg/mm²

on a par cable :

$$F_{initiale} = 0,8 F_{Rc} = 241 \text{ k}$$

$$F_{Tc} = 269 \text{ k}$$

$$F_{Rc} = 302 \text{ k}$$

$$\text{section nominale} = 1680 \text{ mm}^2 = 16,8 \text{ cm}^2$$

Poids nominale du cable : $g = 13,2 \text{ Kg/ml}$

Type de gaine : diametre exterieur $d = 75 \text{ mm}$

Deviation parasitaire : $\beta = 0^\circ$

coefficient de frottement : $\mu = 0,19$

glissement d'ancrage : $\Delta g = 6 \text{ mm}$

Relaxation : $0,55 F_{Rc} : 1\%$

$0,60 F_{Rc} : 2\%$

$0,65 F_{Rc} : 4,5\%$

$0,70 F_{Rc} : 6,5\%$

$0,75 F_{Rc} : 9\%$

Ancrage : actif-actif.

CHARGES ET SURCHARGES

CHARGES ET SURCHARGES

Pour le calcul de la poutre caisson d'un pont courbe continu, le type de charges et surcharges pris en compte généralement sont :

- charge permanente
- surcharge A(l) (uniformement répartie)

L'expérience montre que le résultat reste à côté de la sécurité.

1. CHARGE PERMANENTE

- Poids propre du caisson

$$g_0 = 4,735 \cdot 2,50 \cdot 1 = 11,838 \text{ t/m.l}$$

- Poids du revêtement plus trottoirs :

$$g_1 = [5,50 \times 0,08 + (1,5 + 2,25) \cdot 0,20 + 0,325 \cdot 0,3 \cdot 2] \cdot 2,50 = 3,463 \text{ (t/m.l)}$$

- Poids propre du tablier :

$$g_0 + g_1 = 15,301 \text{ t/m.l}$$

2. SURCHARGE A(l)

- caractéristiques du pont :

largeur totale du pont : $l = 9,25 \text{ m}$

trottoir extérieur $\longrightarrow l = 1,50 \text{ m}$

trottoir intérieur $\longrightarrow l = 2,25 \text{ m}$

largeur de chaussée $l_c = 5,50 \text{ m}$

$$L_R = L_c = 5,50 \text{ m.}$$

nombre de voies (n):

$$5 < l_c = 5,50 \text{ m} < 6 \Rightarrow n = 2$$

Largeur d'une voie : $v = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m}$

classe du pont:

Pont de 1^{ère} classe (d'après le cahier de prescriptions communes)

$$a_2 = \frac{v_a}{v} = \frac{3,5}{2,75} = 1,273$$

$$a_2 = 1,273$$

$$a_1 = 1$$

- Surcharge A(L) :

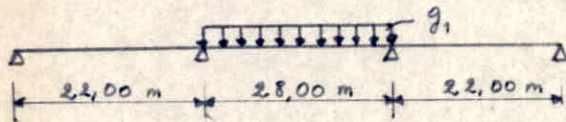
C'est une charge uniformément répartie qui dépend de la longueur chargeable. Elle est donnée par la formule

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

$$A = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2$$

Suivant les différents cas de chargements, on a :

1°) travée de milieu chargée :



$g_1 =$ due à $A(l) +$ trottoir (2 voies chargées)

$$A(28) = 230 + \frac{36000}{28 + 12} = 1,13 \text{ t/m}^2$$

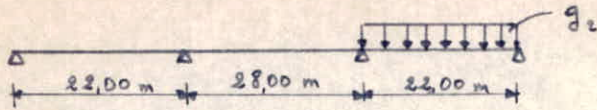
$$a_1 \cdot a_2 \cdot A(28) = 1,438 \text{ t/m}^2 \xrightarrow{\times L_c (= 5,5)} 7,909 \text{ t/m}$$

- surcharge du trottoir \longrightarrow $0,150 \text{ t/m}^2$

$$g_1 = 1,2 \left[7,909 + 0,150 \cdot (2,25 + 1,50) \right] = 10,17 \text{ t/m.l}$$

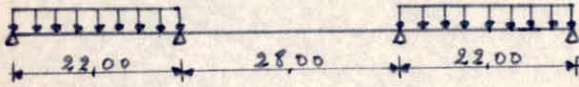
$$\boxed{g_1 = 10,17 \text{ t/m.l}}$$

2° une travée de rive chargée



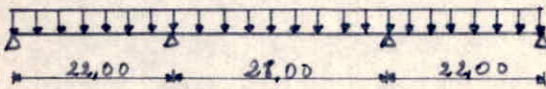
$$g_2 = 11,50 \text{ t/m.l}$$

3° deux travées de rive chargées :



$$g_3 = 8,01 \text{ t/m.l}$$

4° tout le pont chargé :



$$g_4 = 6,21 \text{ t/m.l}$$

Pour des longueurs chargées intermédiaires, on doit interpoler linéairement.

Surcharge du trottoir : On prend 150 kg/m^2 pour le calcul des efforts généraux et 450 kg/m^2 pour le calcul de l'effort local

V CALCUL DES FORCES ELASTIQUES

CALCUL DES FORCES ELASTIQUES

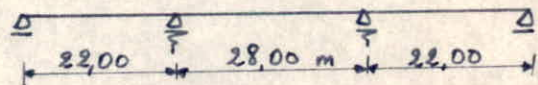
I SYSTEME STATIQUE DEVELOPPE LONGITUDINAL

- Le tablier sera calculé comme poutre droite continue
les portées de travée de cette poutre sont les longueurs développées des travées de la poutre courbe.

On verra plus loin, l'influence de la courbure relative au système courbe " SOLUTION STRICTE "

- Le choix du système statique de la poutre dépend essentiellement des conditions d'appuis, pour avoir une poutre caisson encadrée par rapport à la torsion, au niveau des appuis, on place des entretoises.

Ces entretoises servent de contreventement pour les âmes du caisson et le rigidifient. Au niveau de ces appuis, on place deux appareils elastomères par axe d'appui



Sous systèmes :

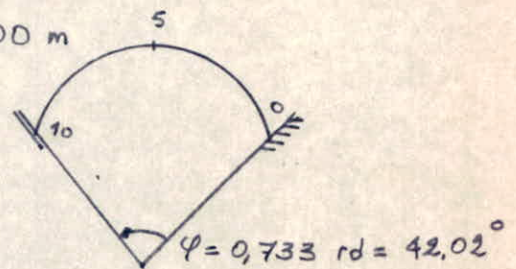
travées de rive : $l_e = 22,00 \text{ m}$

0: encadré pour les moments

M_x et M_T

10: encadré pour les moment M_T ;

Le moment de flexion M_x est Libre

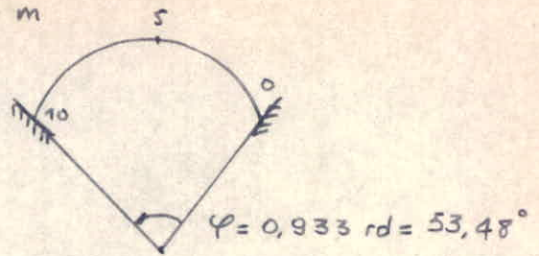


travée du milieu : $l_e = 28,00 \text{ m}$

au niveau des 2 appuis 0;10

Le tablier est encastré pour

Les moments M_x et M_T



II. CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT :

1. PRINCIPE DE LA METHODE DE CALCUL

Pour calculer les moments flechissants de la poutre continue droite, on a utilisé les tableaux de ZELLERER ils donnent les valeurs du moment pour une charge unitaire dans les différents points de la poutre et pour les différents cas de chargement. Ces tableaux sont donnés en fonction du nombre de travées de la poutre et du rapport entre leur portées. Dans notre cas (cas de charge uniformément répartie) le moment de flexion est donné par la formule:

$$M = T_w \cdot g \cdot l_i^2$$

T_w = valeurs données par les tableaux. Elles sont calculées à partir des lignes d'influences du moment flechissant des différentes sections de la poutre; pour une charge unitaire.

2. CALCUL :

La poutre à 3 travées : $L_1 = L_3 = 22,00 \text{ m}$

$$L_2 = 28,00 \text{ m}$$

$$J = \frac{L_2}{L_1} = \frac{28,00}{22,00} = 1,3$$

Donc pour le calcul de M_x on utilise le tableau correspondant aux poutres continues de 3 travées et de rapport

1,3 et concernant le moment flechissant. (voir annexe : page 66, 67)

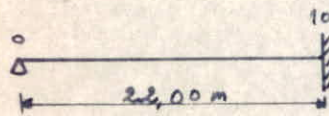
$$M = T_w \cdot g \cdot \ell_i^2$$

$$\ell_i = \frac{L_i}{J} = \frac{28,00}{1,30} = 21,54$$

Les valeurs de M_x du aux charges et surcharges sont données par le tableau page...

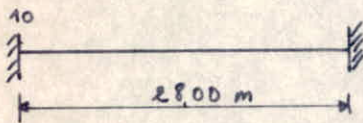
JUSTIFICATION DU SYSTEME CHOISI

- travée de rive :



$$M_{10E} = -g_0 \frac{L_1^2}{8} = -11,838 \cdot \frac{(22)^2}{8} = -716 \text{ t.m}$$

- travée de milieu



$$M_{10E} = -g_0 \frac{L_2^2}{12} = -11,838 \cdot \frac{(28)^2}{12} = -773 \text{ t.m}$$

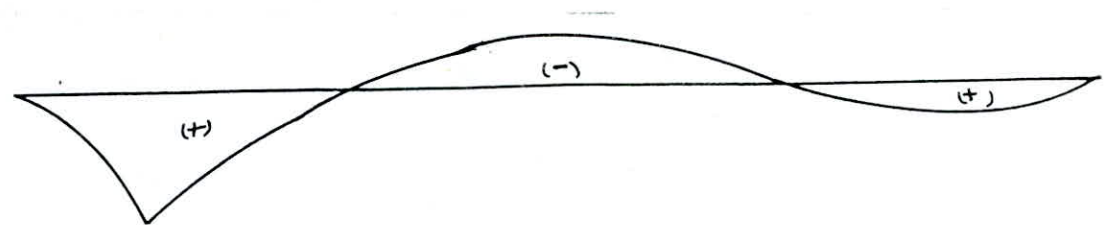
$$M_E = \frac{M_{10E}^r + M_{10E}^m}{2} = \frac{-716 - 773}{2} = -745 \text{ t.m} \approx 744 \text{ t.m} \quad (\text{systeme continu})$$

CONCLUSION

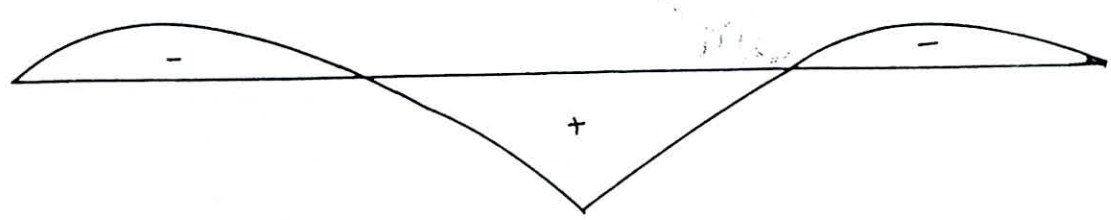
En consequence, l'hypothese que notre poutre courbée est pleine-encastree au niveau des appuis est justifiée malgré ce fait, dans le cadre d'un chapitre separé le calcul des poutres courbées sera présenté.

Lignes d'influence du Moment fléchissant
dans différentes sections de la poutre.

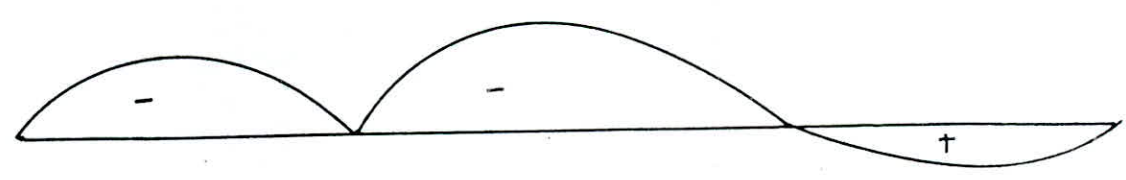
Pour le Point 4 :



Pour le Point 15 :



Pour le Point 10 :



valeurs de M_x dû aux charges et surcharges

points PL_i^2 (tim)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
charges g_0 5492	TW	0,0315	0,0529	0,0644	0,0658	0,0573	0,0387	0,0102	-0,0284	-0,0769	-0,1355	-0,0594	-0,0003	0,0420	0,0673	0,0779	
	M	173	291	354	361	315	213	56	-156	-422	-744	-326	-2	231	370	416	
charges g_1 1607	TW	0,0315	0,0529	0,0644	0,0658	0,0573	0,0387	0,0102	-0,0284	-0,0769	-0,1355	-0,0594	-0,0003	0,0420	0,0673	0,0779	
	M	51	85	103	106	92	62	16	-46	-124	-218	-95	-95	67	108	122	
surcharge P_2 4719	TW	-0,0093	-0,0186	-0,0279	-0,0372	-0,0465	-0,0559	-0,0652	-0,0745	-0,0838	-0,0931	-0,017	0,0421	0,0844	0,1097	0,1782	
	M	-44	-88	-132	-176	-219	-264	-308	-352	-395	-439	-80	199	398	578	558	
surcharge P_1+P_3 5336	TW	0,0408	0,0715	0,0923	0,1031	0,1038	0,0946	0,0753	0,0461	0,0069	-0,0484	-0,0424	-0,0424	-0,0424	0,0424	0,0424	
	M	218	382	493	550	554	505	402	246	37	-226	-226	-226	-226	-226	-226	
surcharge ΣP 2881	TW	0,0315	0,0529	0,0644	0,0658	0,0573	0,0387	0,0102	-0,0284	-0,0769	-0,1355	-0,0594	-0,0003	0,0420	0,0673	0,0779	
	M	94	152	186	190	165	111	29	-82	-222	-390	-171	-1	121	194	218	
surcharge P_4 5336	TW	0,0391	0,0682	0,0873	0,0964	0,0955	0,0846	0,0637	0,0327	-0,0082	-0,0591	-0,0515	-0,0439	-0,0363	0,0278	0,0212	
	M	209	364	466	514	510	451	340	174	-44	-315	-275	-234	-194	454	113	
surcharge P_3 5336	TW	0,0017	0,0033	0,0050	0,0067	0,0083	0,01	0,0117	0,0134	0,015	0,0167	0,0091	0,0015	-0,006	0,0036	0,0022	
	M	9	18	27	36	44	53	62	72	80	89	49	-8	-32	-73	-113	
surcharge P_1+P_2 4719	TW	0,0298	0,0496	0,0594	0,0592	0,0490	0,0287	0,0015	-0,0418	-0,0920	-0,1522	-0,0685	-0,0018	0,0481	0,0809	0,097	
	M	141	234	280	279	231	135	-7	-197	-434	-718	-323	-8	227	382	458	

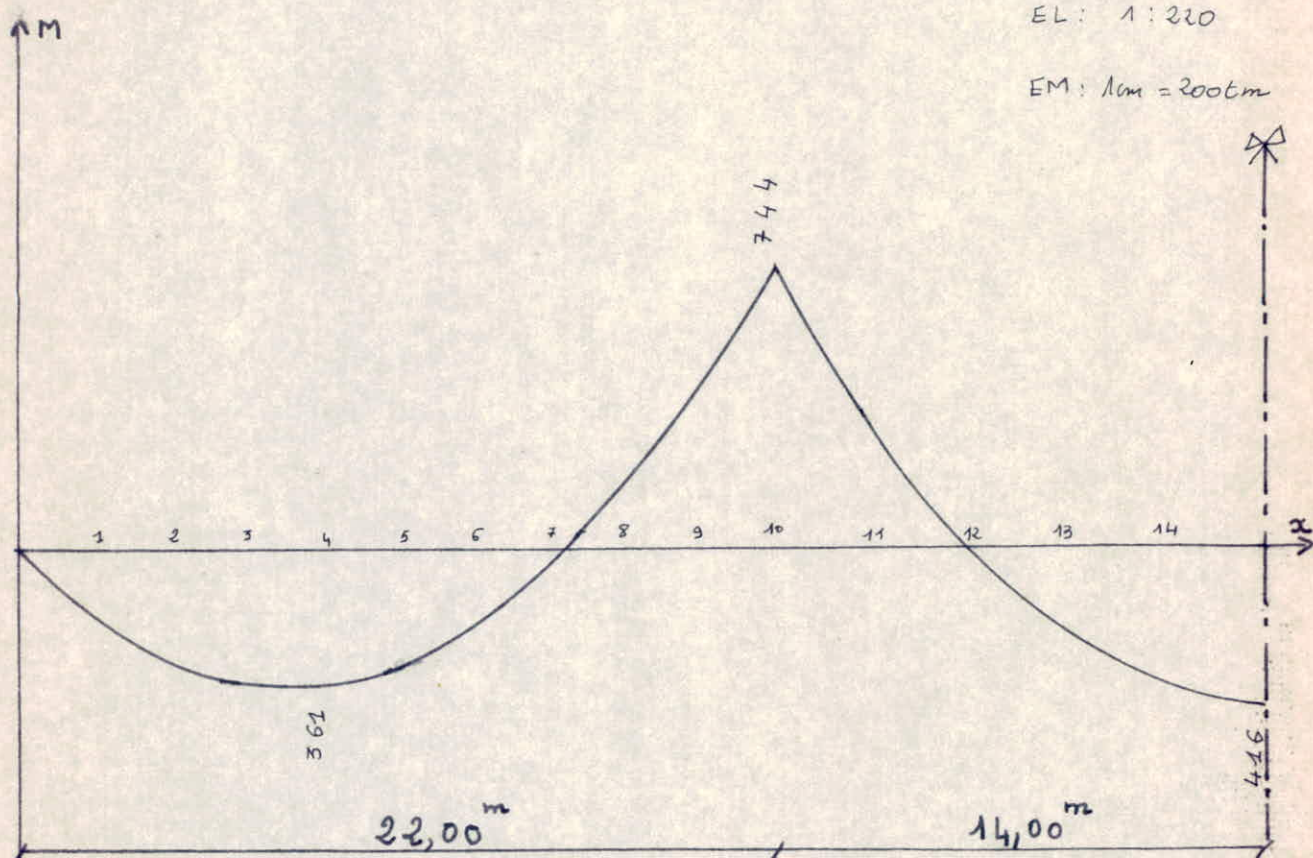


Diagramme du Moment fléchissant dû à g_0

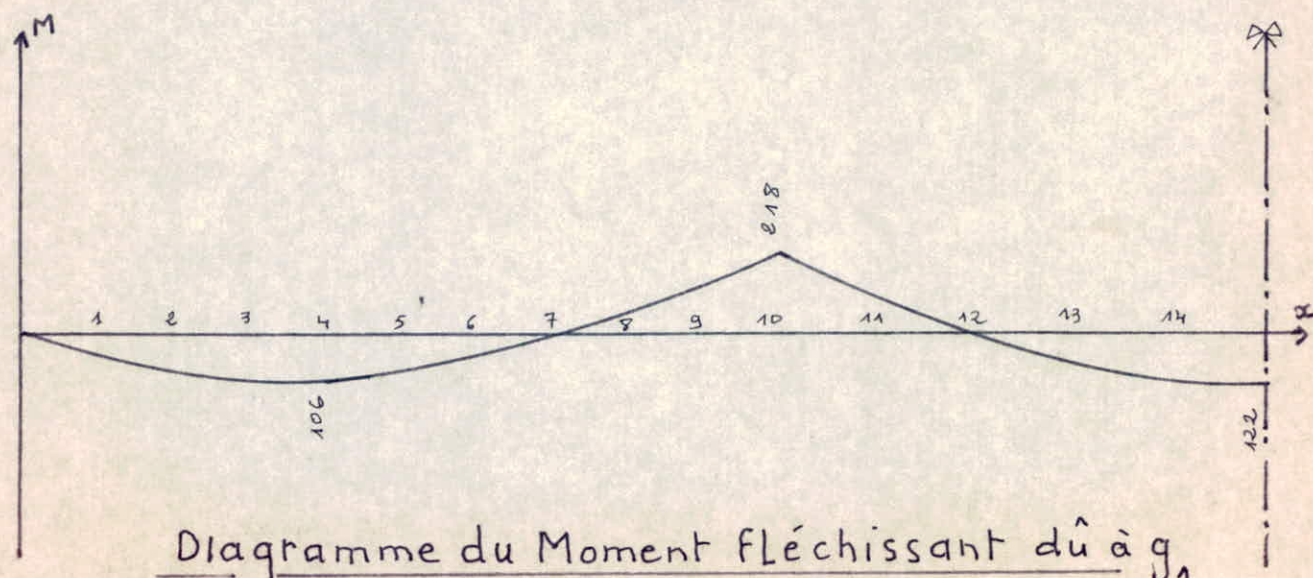
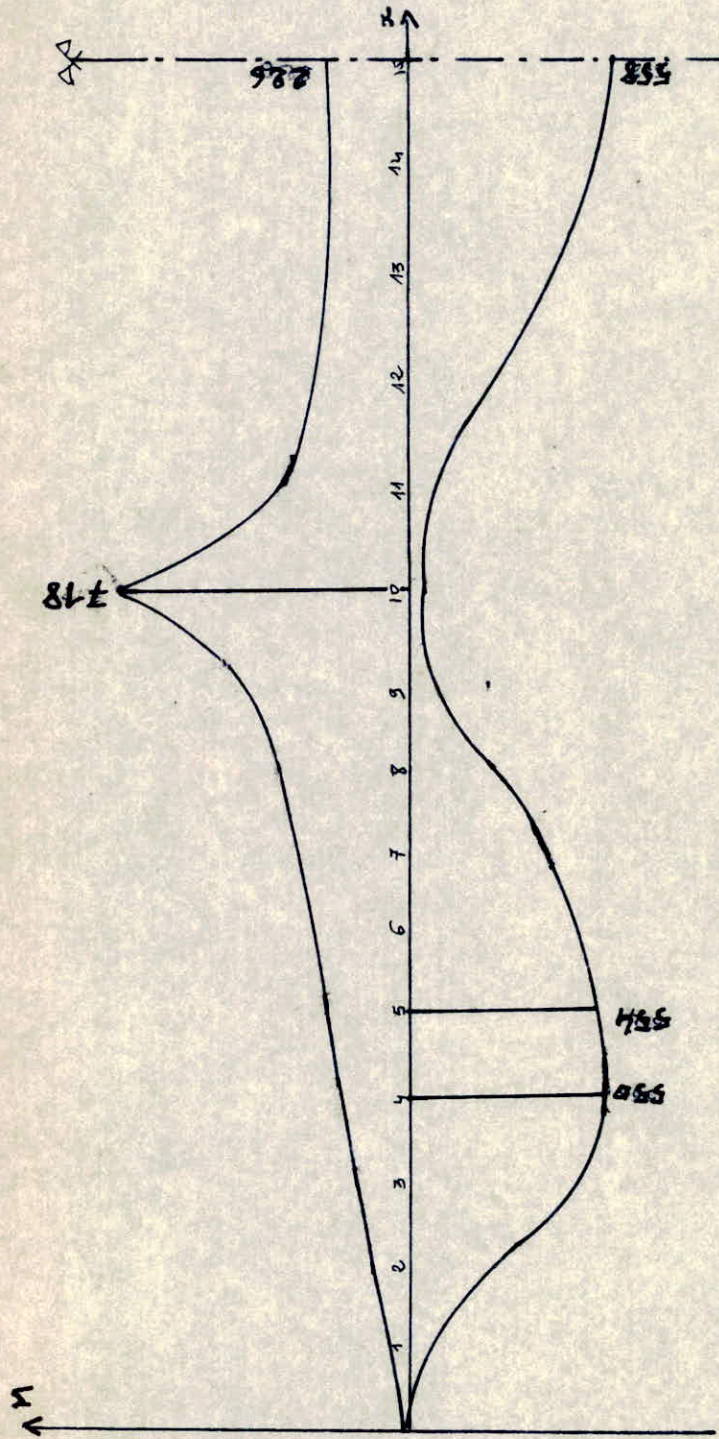


Diagramme du Moment fléchissant dû à g_1

Diagramme enveloppe du Moment flechissant dû aux surcharges



EL: 1 : 200

EM: 1cm = 200 tm

III - CALCUL DES FORCES D'APPUI ET TRANCHANTES

Comme pour le calcul des moments flechissants, le calcul des forces élastiques des appuis se fera au début pour une poutre droite continue.

L'effort tranchant est calculé également par les tableaux de ZELLERER (Voir Annexe : page 65)

$$T = T_w \cdot g \cdot l_1$$

$$l_1 = \frac{L_1}{J}$$

T_w : est donné par le tableau correspondant au rapport 1,3 concernant l'effort tranchant.

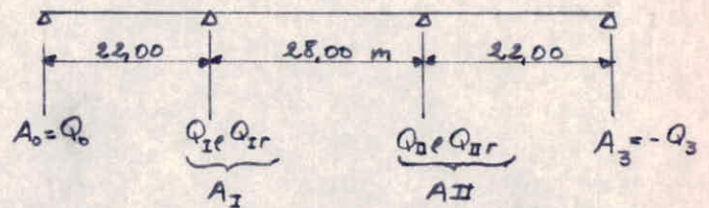
Les valeurs de l'effort tranchant et forces d'appuis dus aux charges et surcharges, sont données par le tableau page 24 et 19.

- Valeurs des forces d'appuis sous (g+p) :

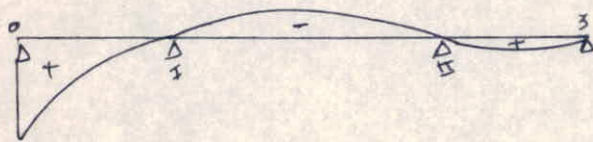
$$A_0 = 120 + 113 = 233 \text{ t}$$

$$A_I = 424 + 316 = 740 \text{ t}$$

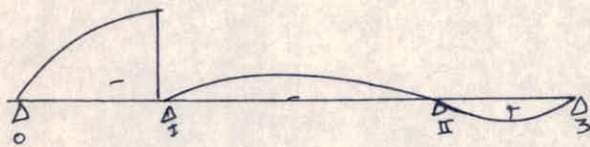
$$A_{II} = 424 + 316 = 740 \text{ t}$$



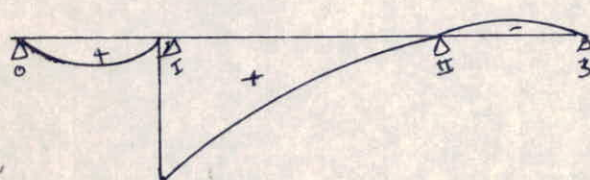
Lignes d'influence des efforts tranchants et forces d'appui.



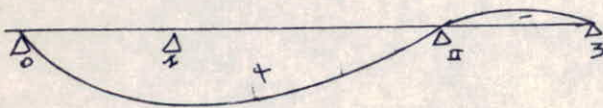
Ligne d'influence de $Q_0 = A_0$



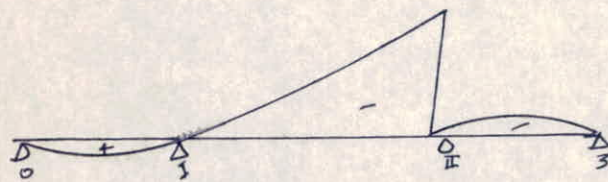
Ligne d'influence de Q_{I1}



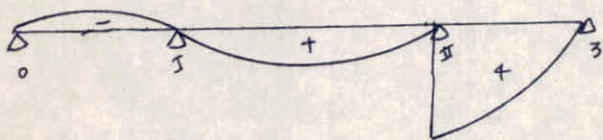
Ligne d'influence de Q_{II2}



Ligne d'influence de A_I



Ligne d'influence de Q_{II1}



Ligne d'influence de Q_{II2}



Ligne d'influence de A_{II}

Valeurs de L'effort tranchant et Force d'appui

		Forces p6 (r)	$Q_0 = A_0$	Q_{Ie}	Q_{Ic}	Q_{IIe}	Q_{IIc}	A_I	A_{II}
$g_0 + g_1 = 15,3$	370	TW	0,3645	0,6355	0,6500	-0,6500	0,6355	1,2855	1,2855
		T	120	210	215	-215	210	424	424
$P_1 = 11,50$	248	TW	0,4409	-0,5591	0,0583	0,0583	-0,0167	0,0167	-0,0750
		T	109	139	14	14	-4	153	-19
$P_2 = 10,17$	219	TW	-0,0931	-0,0931	0,6500	-0,6500	0,0931	0,7431	0,7431
		T	-20	-20	142	-142	20	163	163
$P_3 = 11,50$	248	TW	0,0167	0,0167	-0,0583	-0,0583	0,5591	-0,0750	0,6173
		T	4	4	-14	-14	139	-19	153
combinaison la plus défavorable des surcharges			113	-159	156	-156	159	316	316

VI PRECONTRAÎTE LONGITUDINALE

DU CAISSON

PRECONTRAINTE LONGITUDINALE DU CAISSON

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui les solliciteront.

Une pièce précontrainte est donc celle dans laquelle, on a introduit volontairement des efforts internes artificiels dans le but d'équilibrer, jusqu'à un certain niveau, ceux produits par les charges.

TRACÉ DU CABLE :

La courbe des cables est choisie de manière à avoir un tablier qui ne se déforme pas sous les charges permanentes (reste presque droit et affine c.à.d les déformations dues aux charges permanentes sont compensées par la précontrainte)

La disposition des cables, le long du pont suit une courbe parabolique d'équation : $y = \frac{x^2}{2 \cdot R}$

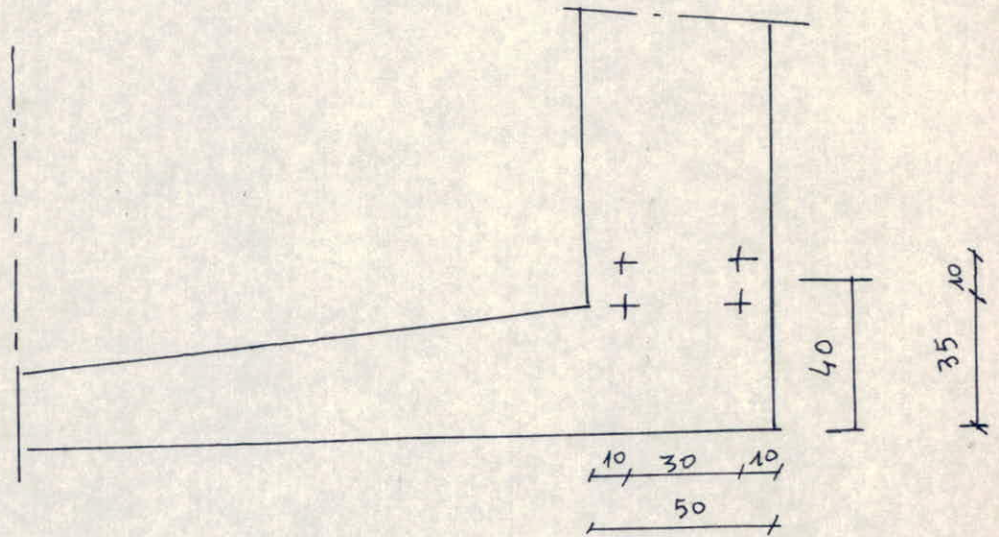
La courbe des cables dans la poutre est présentée à la page 28

PREDETERMINATION DE LA FORCE DE PRECONTRAINTE V

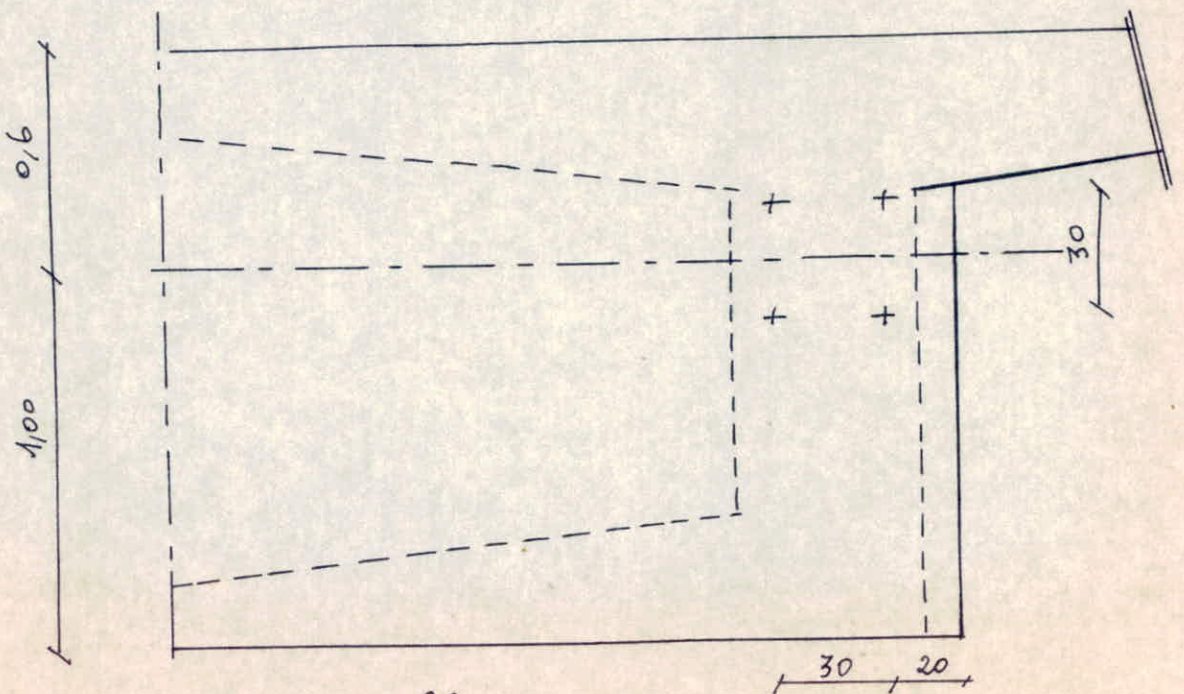
		4	10	15
$M_{g_0} + M_{g_1}$		+ 467	- 962	+ 538
$M_{surcharge}$		+ 550	- 718	+ 558
$V=10$	$M_v^{(0)}$	- 0,555	+ 0,45	- 0,85
	\overline{M}_v	+ 0,152	+ 0,38	+ 0,38
	M_v	- 0,403	+ 0,83	- 0,47

PRESENTATION DES DIFFERENTES SECTIONS

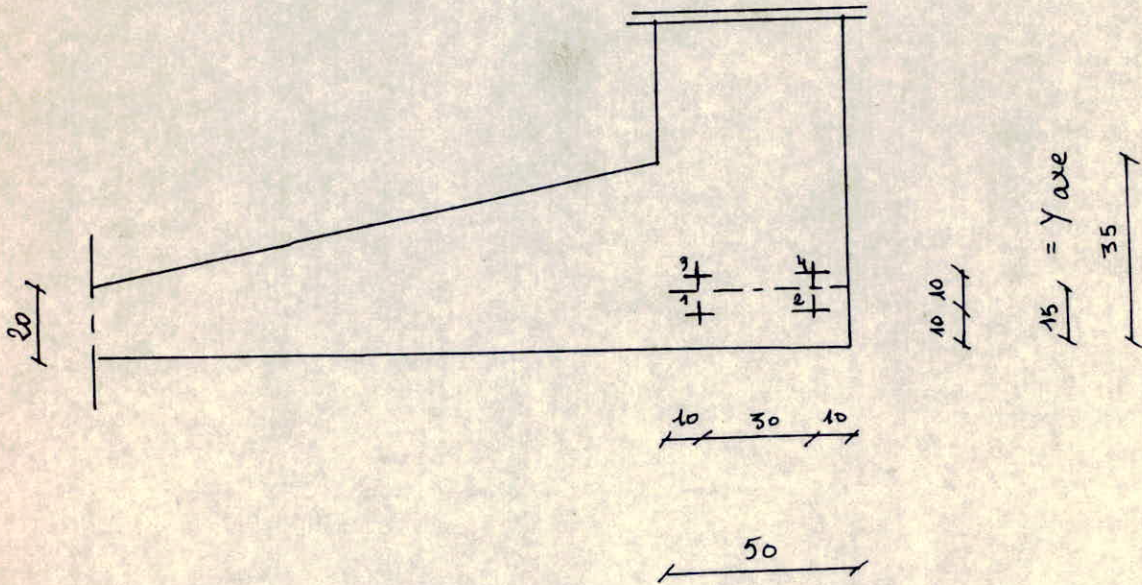
Point L₁ = mi-travée de rive



Section sur l'axe De La Culée =

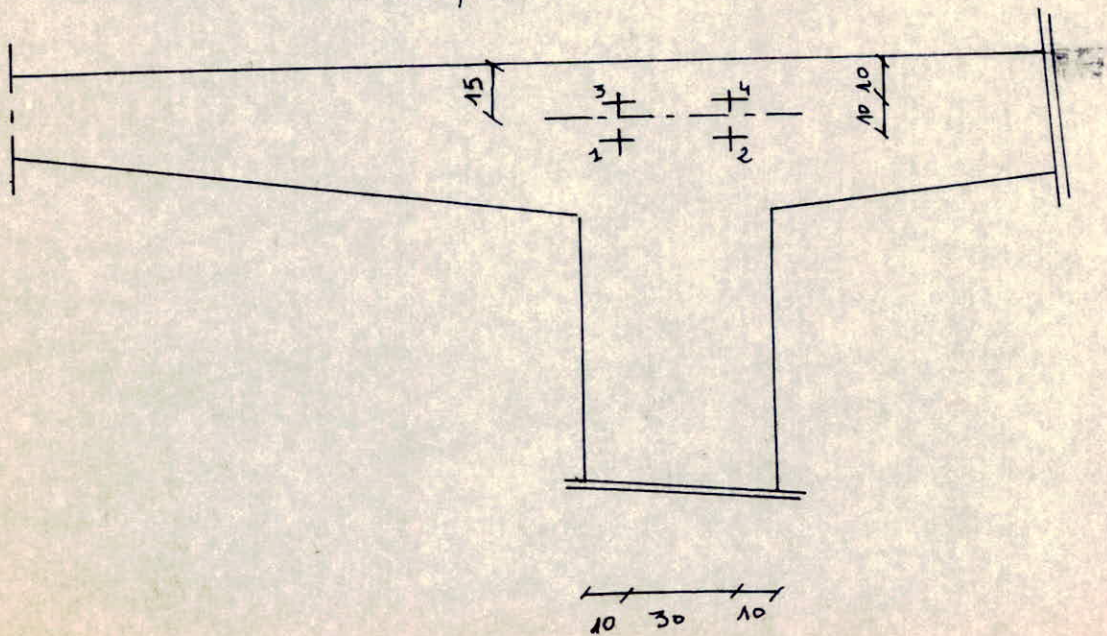


Point 15 = section mi-travée

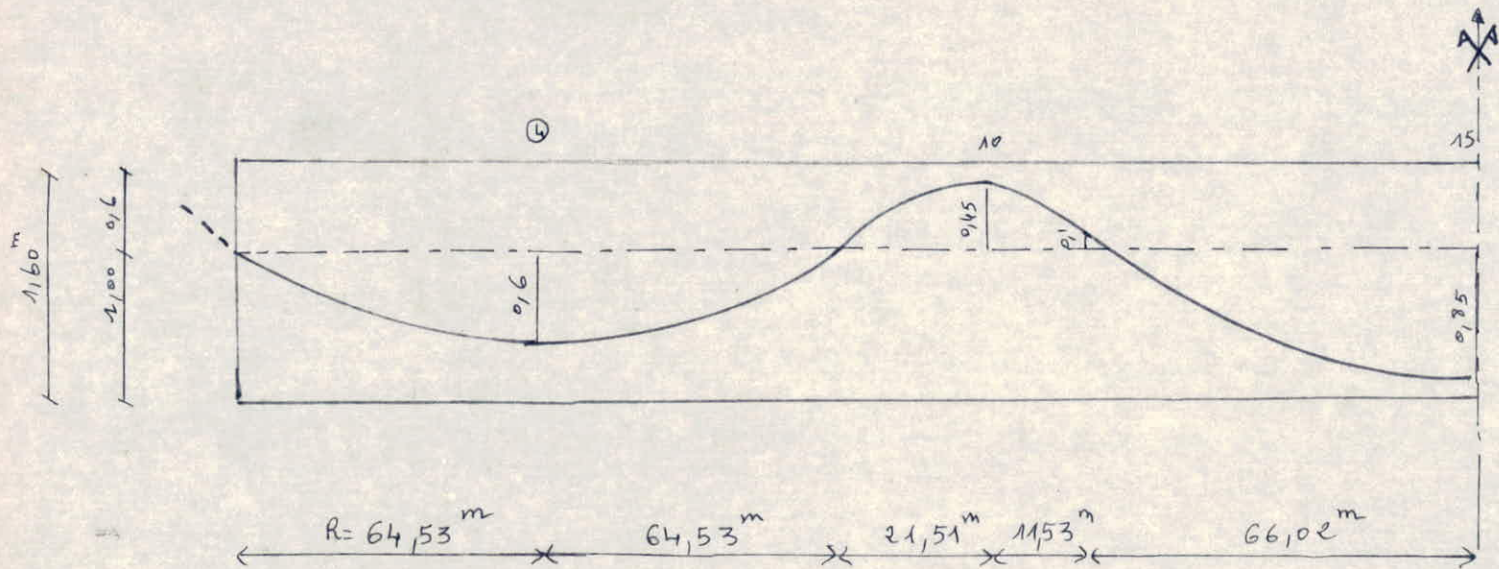


$$d \geq 3 + 1,4 + \frac{7,5}{2} = 8,15 \text{ on prend } d = 10 \text{ cm}$$

Point 10 = section sur pile



	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
y_z	0	0,26	0,45	0,56	0,6	0,56	0,45	0,26	0	-0,34	-0,45	-0,11	0,32	0,61	0,79	0,85
y_{ind}	1,00	0,74	0,55	0,44	0,4	0,44	0,55	0,74	1,00	1,34	1,45	1,1	0,68	0,38	0,21	0,15



TRACÉ DU CABLE

$M_v^{(0)}$: moment isostatique de la précontrainte

\overline{M}_v : moment hyperstatique de la précontrainte

$$M_v = M_v^{(0)} + \overline{M}_v$$

CALCUL DE V

La précontrainte due à la force V doit équilibrer celle due aux charges et surcharges.

$$\sigma = \frac{M_p + M_s}{W} + 0,88 \left(\frac{0,95}{A} \pm \frac{M_v}{W} \right) V = 0$$

On estime en première approximation, les pertes dues aux frottements à 5% et celles dues au fluage à 12%

point 4 : $\sigma_{inf} = \frac{467 + 550}{1,494} - 0,88 \left(\frac{0,95}{4,735} + \frac{0,403}{1,494} \right) V = 0$

$$V = 1645 \text{ t}$$

Point 10 : $\sigma_{sup} = \frac{962 + 718}{2,49} - 0,88 \left(\frac{0,95}{4,735} + \frac{0,83}{2,49} \right) V = 0$

$$V = 1436 \text{ t.}$$

Point 15 : $\sigma_{inf} = \frac{538 + 558}{1,494} - 0,88 \left(\frac{0,95}{4,735} + \frac{0,47}{1,494} \right) V = 0$

$$V = 1618 \text{ t.}$$

DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES :

On utilise les cables de DYWIDAG.

pour les cables 12T15 on a :

$$T_G = 160\,000 \text{ t/m}^2$$

$$R_G = 180\,000 \text{ t/m}^2$$

$$W = 1680 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_0 = \min \left(0,85 R_u ; \left\{ \begin{array}{l} 0,9 T_u \\ 0,95 T_u \end{array} \right\} \right) \Rightarrow \sigma_0 = 14,72 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$n = \frac{V}{w \sigma_0} \Rightarrow n = 8$$

8 cables 12 T 15

JUSTIFICATION ECONOMIQUE

$$g = 13,2 \text{ kg/ml par cable} \Rightarrow 105,6 \text{ kg/ml (8 cables)}$$

$$p = \frac{105,6}{8,6} = 12,3 \text{ kg/m}^2$$

Cette valeur reste dans l'ordre économique

FORCES normales DUES A LA PRECONTRAINTE

Cette force est calculée en tenant compte des pertes instantanées : - pertes dues au frottement entre le cable et sa gaine

- pertes dues au recul d'ancrage

La force initiale de la précontrainte est donnée par :

$$V_0 = 0,75 \cdot F_{R_u} = 0,75 \cdot 302 = 226,5 \text{ t}$$

$$V_0 = 226,5 \text{ t}$$

En général la force normale de précontrainte dans différents points est donnée par la formule suivante qui tient compte des pertes de frottement le long du cable

$$V = V_0 e^{-\mu \sum \alpha}$$

$$\alpha = \frac{x}{R} ; \mu = 0,19$$

Zone 1 : $R = 64,53 \text{ m}$

point 8 : $x = 0,8 \cdot 22 = 17,60 \text{ m} ; \alpha = 0,2727 \quad e^{-\mu \alpha} = 0,9495$

Zone 2: $R = 21,51 \text{ m}$

point 10: $X = 0,2 \cdot 22 = 4,4 \text{ m}$; $\alpha = 0,2046$
 $e^{-\mu \sum \alpha} = 0,9133$

Zone 3: $R = 11,53 \text{ m}$

point 11: $X = 2,8 \text{ m}$; $\alpha = 0,2428$ $e^{-\mu \sum \alpha} = 0,8721$

Zone 4: $R = 66,02 \text{ m}$

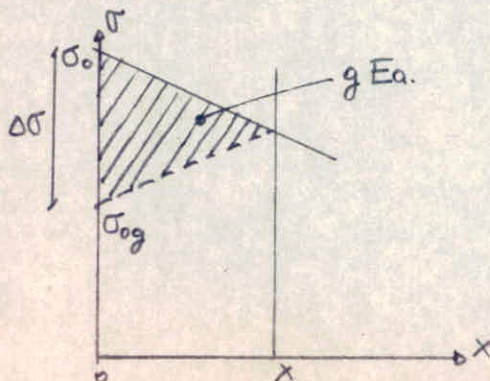
point 15: $X = 11,20 \text{ m}$; $\alpha = 0,1696$ $e^{-\mu \sum \alpha} = 0,8445$

PERTES DUES AU GLISSEMENT D'ANCRAGE.

Lors de l'ancrage, on a un déplacement "g" qui crée une chute de tension égale à "Eaxg" avec Ea : module d'élasticité de l'acier.

Le déplacement g est généré par les frottements entre le câble et sa gaine. Au bout d'une certaine distance X, la somme des efforts de frottement équilibre la perte de tension dues au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement du câble par rapport à sa gaine.

Le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au delà de la section située à l'abscisse X.



$$\Delta \sigma - \frac{x}{2} = g E a$$

$$V_0 = 226,5 \text{ t}$$

$$A_0 = 16,80 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_0 = \frac{226,5}{16,8} = 13,482 \text{ t/cm}^2 = 13482 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2050000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_e = \frac{13482}{2050000} = 6,58 \text{ mm/m.l}$$

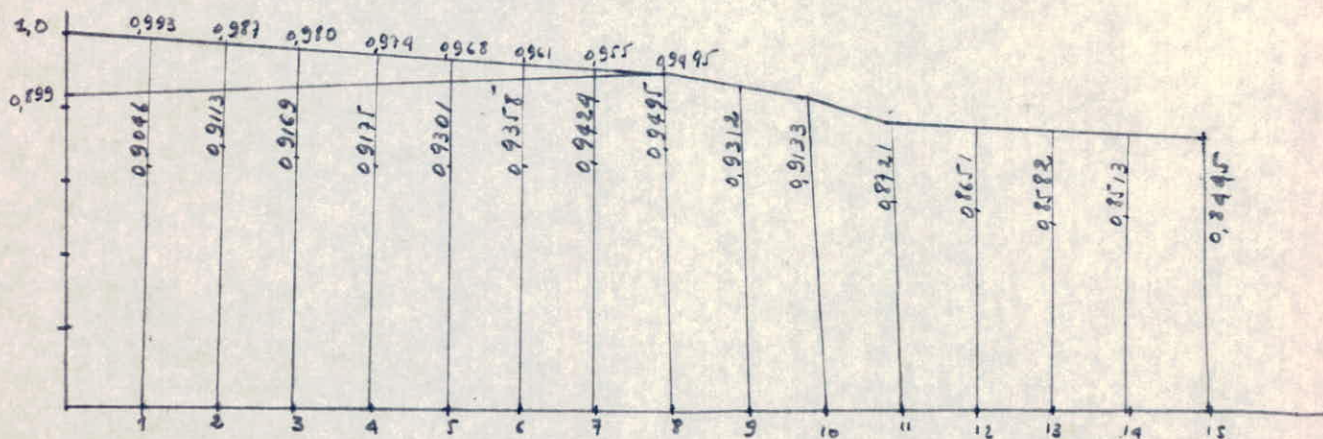
$$\Delta g = 6 \text{ mm}$$

Par iteration, on trouve que le glissement se produit jusqu'à la zone 2

$$\text{point 8 : } (1,0 - 0,9495) \cdot 2 = 0,101$$

$$\Delta g = (1,0 - 0,9495) \cdot 2 \cdot 17,6/2 \cdot 6,58 = 5,85 \sim 6 \text{ mm}$$

DEVELOPPEMENT DE LA FORCE DE PRECONTRAINTE



CALCUL DE LA FORCE ET DU MOMENT DE LA PRECONTRAINTE :

La force de precontrainte le long du cable est donnée

$$\text{par : } V = V_0 \cdot V_1$$

V_0 : force de precontrainte initiale à l'ancrage

V_1 : force de précontrainte unitaire, calculée en tenant compte des pertes instantanées

Le moment de précontrainte le long du câble est donné

$$\text{par: } M_V = M_V^{(0)} + \bar{M}_V$$

$M_V^{(0)}$ = moment isostatique de la précontrainte

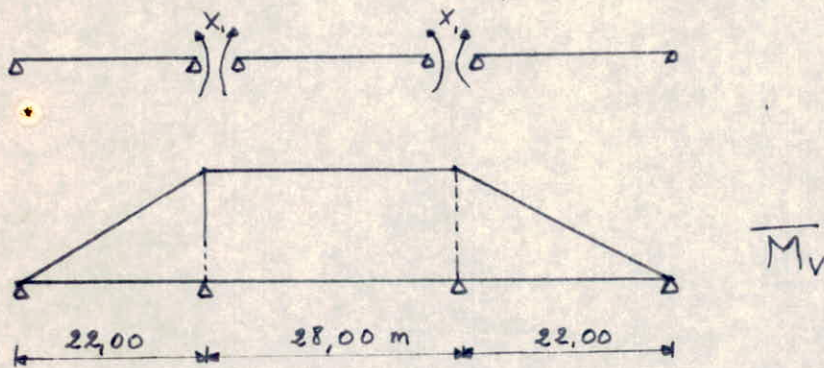
$$M_V^{(0)} = V \cdot y_2$$

y_2 = position du câble par rapport à l'axe neutre

\bar{M}_V : moment hyperstatique de la précontrainte

CALCUL DU MOMENT HYPERSTATIQUE \bar{M}_V DE PRECONTRAINTE

Le calcul de \bar{M}_V se fait par la méthode des forces



La rotation au niveau des appuis est nulle

$$\delta_{11} \bar{M}_V + \delta_{10} = 0$$

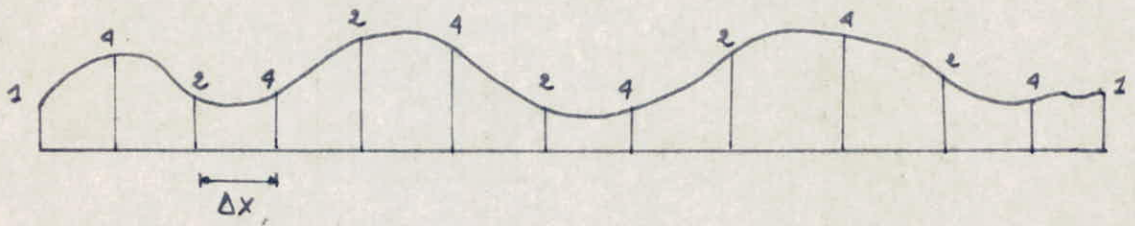
δ_{11} = rotation de l'appui due à X , dans le sens de X ,

δ_{10} = rotation de l'appui due à $M_V^{(0)}$ dans le sens de X ,

$$EJ \delta_{11} = \int_0^x \bar{M}_1^2 dx$$

$$EJ \delta_{10} = \int_0^x M_1 M_0 dx$$

Le calcul de ces intégrales se fait à l'aide de la formule de SIMPSON



$$\text{Aire de la courbe} = \frac{1}{3} \Delta x \sum (y_1 \cdot 1 + y_2 \cdot 4 + y_3 \cdot 2 + \dots + y_{n-1} \cdot 4 + y_n \cdot 1)$$

Le terme $\sum (y_1 \cdot 1 + y_2 \cdot 4 + \dots + y_n \cdot 1)$ est donné par les tableaux page 35

Pour $x_1 = 1$

$$E \int \delta_{11} = \frac{1}{3} \frac{22,00}{10} \cdot 10,00 + \frac{1}{3} \frac{28,00}{10} \cdot 15,00 = 21,33$$

Pour $M_v^{(0)}$:

$$E \int \delta_{10} = -\frac{1}{3} \frac{22,00}{10} \cdot 452,46 + \frac{1}{3} \frac{28,00}{10} \cdot 1169,28 = -1423,13$$

$$\bar{M}_v = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = + \frac{1423,13}{21,33} = 66,7 \text{ t.m}$$

Le moment \bar{M}_v est linéaire le long de la première travée et constant dans la deuxième travée.

Les valeurs de la force et du moment de précontrainte sont données dans le tableau page 36

Travée de rive:

Point	K	$\bar{m}(x)$	$K \cdot \bar{m}(x)$	$K \bar{m}^2$	$M_v^{(0)}$	$K \cdot \bar{m}(x) M_v^{(0)}$
0	1	0	0	0	0	0
1	4	0,1	0,4	0,04	-53,3	-21,32
2	2	0,2	0,4	0,08	-92,9	-37,16
3	4	0,3	1,2	0,36	-116,3	-139,56
4	2	0,4	0,8	0,32	-124,7	-99,76
5	4	0,5	2,0	1,0	-118,0	-236
6	2	0,6	1,2	0,72	-95,4	-114,48
7	4	0,7	2,8	1,96	-55,5	-155,40
8	2	0,8	1,6	1,28	0	0
9	4	0,9	3,6	3,24	+71,7	+258,12
10	1	1,0	1,0	1,00	+93,1	+93,1
				$\Sigma = 10,00$		$\Sigma = -452,46$

Travée demilieu:

10	1	1,0	1,0	1,0	+93,1	+93,10
11	4	1,0	4,0	4,0	+84,92	+33,88
12	2	1,0	2,0	2,0	-62,7	-125,40
13	4	1,0	4,0	4,0	-118,6	-314,40
14	2	1,0	2,0	2,0	-152,3	-304,60
15	2	1,0	2,0	2,0	-162,6	-325,20
				$\Sigma = 15,00$		$\Sigma = 1169,28$

Valeurs de La Force et du Moment de precontrainte

Point	1 seul cable						8 cables	
	V_1	V_{prec}	Y_z	$M_v^{(0)}$	\bar{M}_v	M_v	V_{prec}	M_v
0	0,899	-203	0	0	0	0	-1628	0
1	0,9046	-204	0,26	-53	+7	-47	-1639	-373
2	0,9113	-206	0,45	-93	+13	-80	-1651	-637
3	0,9169	-207	0,56	-116	+20	-96	-1662	-770
4	0,9175	-208	0,60	-124	+26	-98	-1662	-784
5	0,9301	-210	0,56	-118	+33	-85	-1686	-677
6	0,9358	-212	0,45	-95	+40	-55	-1696	-443
7	0,9424	-213	0,26	-55	+47	-8	-1708	-70
8	0,9495	-215	0	0	+53	+53	-1721	427
9	0,9312	-210	-0,34	+72	+60	+132	-1787	1053
10	0,9133	-206	-0,45	+93	+67	+160	-1655	1278
11	0,8721	-197	-0,11	+25	+67	+92	-1580	733
12	0,8551	-195	+0,32	+63	+67	+4	-1567	32
13	0,8582	-194	+0,61	+119	+67	-52	-1555	-415
14	0,8513	-192	+0,79	-152	+67	-85	-1543	-685
15	0,8445	-191	+0,85	-163	+67	-96	-1530	-767

VII CALCUL DU MOMENT DE TORSION

ET DU MOMENT FLECHISSANT

DE LA POUTRE COURBÉE

CALCUL DE TORSION ET DU MOMENT DE FLEXION DE LA POUTRE COURBÉE

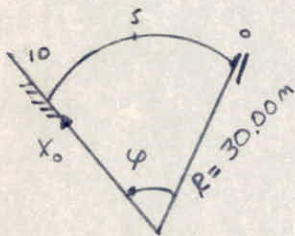
Le calcul du moment de flexion M_x et du moment de torsion M_T pour la poutre courbée se fait par les méthodes d'RDM (théorie des poutres courbées)

pour les différents sous systèmes choisis précédemment on a :

1. travée de rive : $L_e = 22,00 \text{ m}$

$$\varphi = 42,02^\circ$$

$X_0 =$ réaction à l'encastrement.



Dans ce chapitre, le calcul de M_x et M_T se fait pour

$q = q_0 = 11,838 \text{ t/m.l}$. pour avoir la valeur de M_x et M_T pour d'autres charges on fait une interpolation.

a. calcul de la réaction X_0 :

$$X_0 = -q n^2 X_0^*$$

X_0^* : valeur donnée par le tableau 14 de l'annexe 68.

n est fonction de l'angle φ et de la rigidité K

$$K = \frac{E J}{G J_D} = \frac{5,23 \cdot 10^4}{4,54 \cdot 10^4} = 1,15$$

$\varphi \backslash K$	1	2	1,15
40°	0,0639	0,0647	0,0640
45°	0,0818	0,0832	0,0820
42°			0,0712

$$X_0 = -11,838 \cdot (30,00)^2 \cdot 0,0712 = -759 \text{ t.m}$$

Dans le cas de la poutre continue droite on avait:

$$M_{pe} = -744 \text{ t.m} \quad \text{soit } 2\% \text{ d'écart}$$

La différence est négligeable, donc l'hypothèse qu'on peut assimiler une poutre courbe à une poutre droite avec les longueurs développées, pour le calcul du moment flechissant, est justifiée

b. calcul du moment flechissant M_x

$$M_x = M_x^{(0)} + M_x^{X_0}$$

$M_x^{(0)}$ = moment isostatique de la poutre courbée

$$M_x^{(0)} = g \cdot r^2 \sin \varphi_x \left[\tan \frac{\varphi}{2} - \tan \frac{\varphi_x}{2} \right]$$

Le terme $\sin \varphi_x \left[\tan \frac{\varphi}{2} - \tan \frac{\varphi_x}{2} \right]$ est donné par le tableau 1 page 69 de l'annexe

M_x^X : Moment hyperstatique de la poutre courbée

$$M_x^{X_0} = X_0 \frac{\sin \varphi_x}{\sin \varphi}$$

Le terme $\frac{\sin \varphi_x}{\sin \varphi}$ est donné par le tableau 11 page 72 de l'annexe

Les valeurs de M_x sont données dans le tableau page 41

c. calcul du moment de torsion M_T :

$$M_T = M_T^{(0)} + M_T^X$$

$M_T^{(0)}$ = moment isostatique de la poutre courbée

$$M_T^{(0)} = g \cdot r^2 \left[\sin \varphi_x - \tan \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \varphi_x - \varphi_x + \frac{\varphi}{2} \right]$$

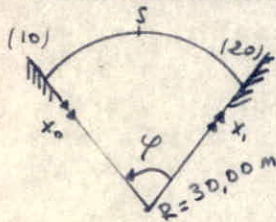
le terme $\left[\sin \varphi_x - \tan \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \varphi_x - \varphi_x + \frac{\varphi}{2} \right]$ est donné par le tableau 2. page 70 de l'annexe

M_T^X = moment hyperstatique de la poutre courbée

$$M_T^{x_0} = X_0 \left[\frac{1}{\varphi} - \frac{\cos \varphi_x}{\sin \varphi} \right]$$

Le terme $\left[\frac{1}{\varphi} - \frac{\cos \varphi_x}{\sin \varphi} \right]$ est donné par le tableau 12 page 73 de l'ann
 les valeurs de M_T sont données dans le tableau page 42

2. travée de milieu :



$$L = 28 \text{ m}$$

$$\varphi = 53,48^\circ$$

X_0 et X_1 sont les réactions à l'encastrement

a. calcul des réactions X_0 et X_1 :

$$X_0 = X_1 = -q r^2 X_0^*$$

X_0^* = valeur donnée par le tableau 18

$$X_0 = X_1 = -11,838 \cdot (30,00)^2 \cdot 0,076$$

$$= -810 \text{ t.m}$$

Vue la continuité on prendra :

$$X_{\text{moy}} = -\frac{759 + 810}{2} = -785 \text{ t.m}$$

φ K	1	2	1,15
50°	0,06576	0,06637	0,06585
60°	0,09601	0,09712	0,09618
53,48°			0,076

b. calcul du moment flechissant M_x

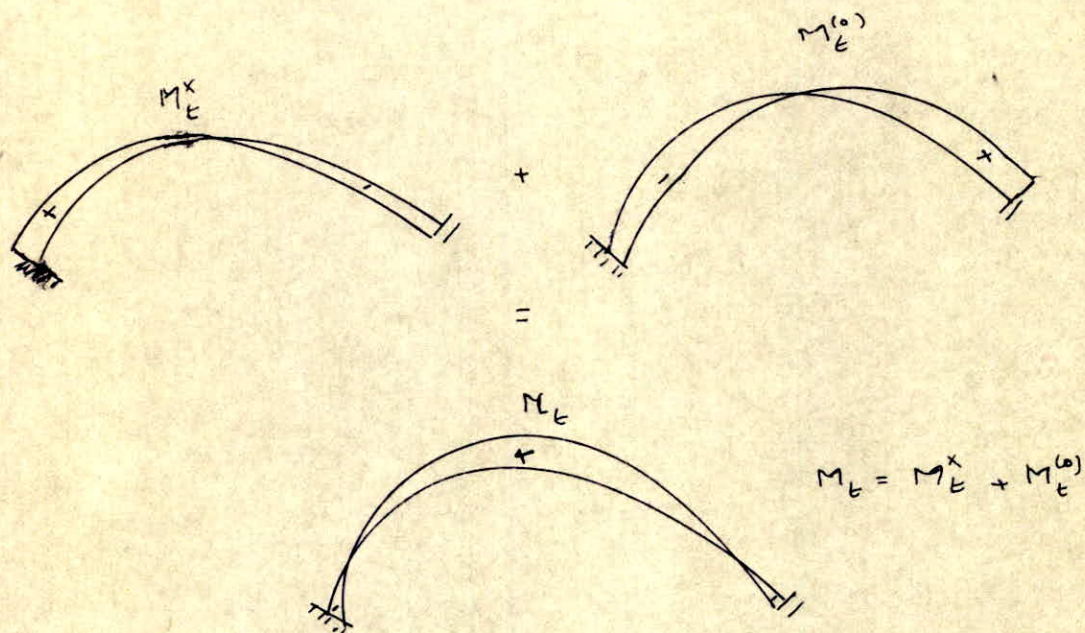
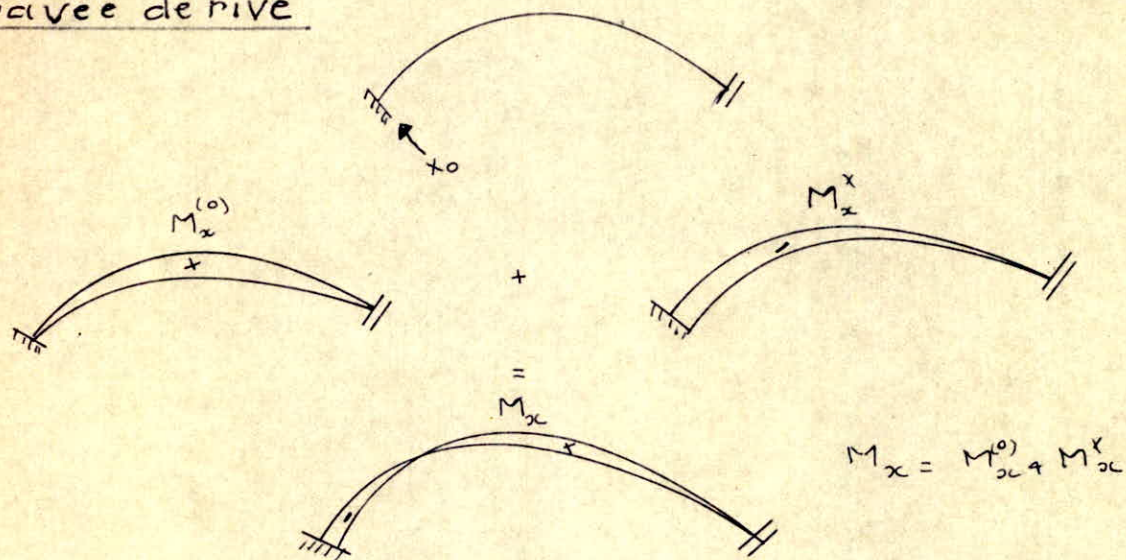
Calculé par la méthode exposée en 1.b, les valeurs de M_x sont données dans le tableau page 44

c. calcul du moment de torsion M_T :

Calculé par la méthode exposée en 1.c les valeurs de M_T sont données dans le tableau page 45

Variation du Moment de Flexion et du Moment de torsion dans La poutre courbée

Travée de rive



Valeurs du moment de torsion M_T

Travée de rive

point	δ	$M_T^{(0)}$	δ	$M_T^{x_0}$	M_T
0	-0,018	-192	-0,130	+99	-93
1	-0,017	-181	-0,127	+96	-85
2	-0,014	-149	-0,114	+86	-63
3	-0,010	-107	-0,094	+71	-36
4	-0,005	-53	-0,067	+51	-2
5	0	0	-0,031	+24	+24
6	+0,005	+53	+0,012	-9	+44
7	+0,010	+107	+0,062	-47	+60
8	+0,014	+149	+0,119	-90	+59
9	+0,017	+181	+0,184	-140	+41
10	+0,018	+192	+0,254	-193	-1

$$\delta = \sin \ell x - \tan \ell/2 \cdot \cos \ell x - \ell x + \ell/2$$

$$\delta = \frac{1}{\ell} - \frac{\cos \ell x}{\sin \ell}$$

Valeurs du moment de torsion M_T

Travée de rive

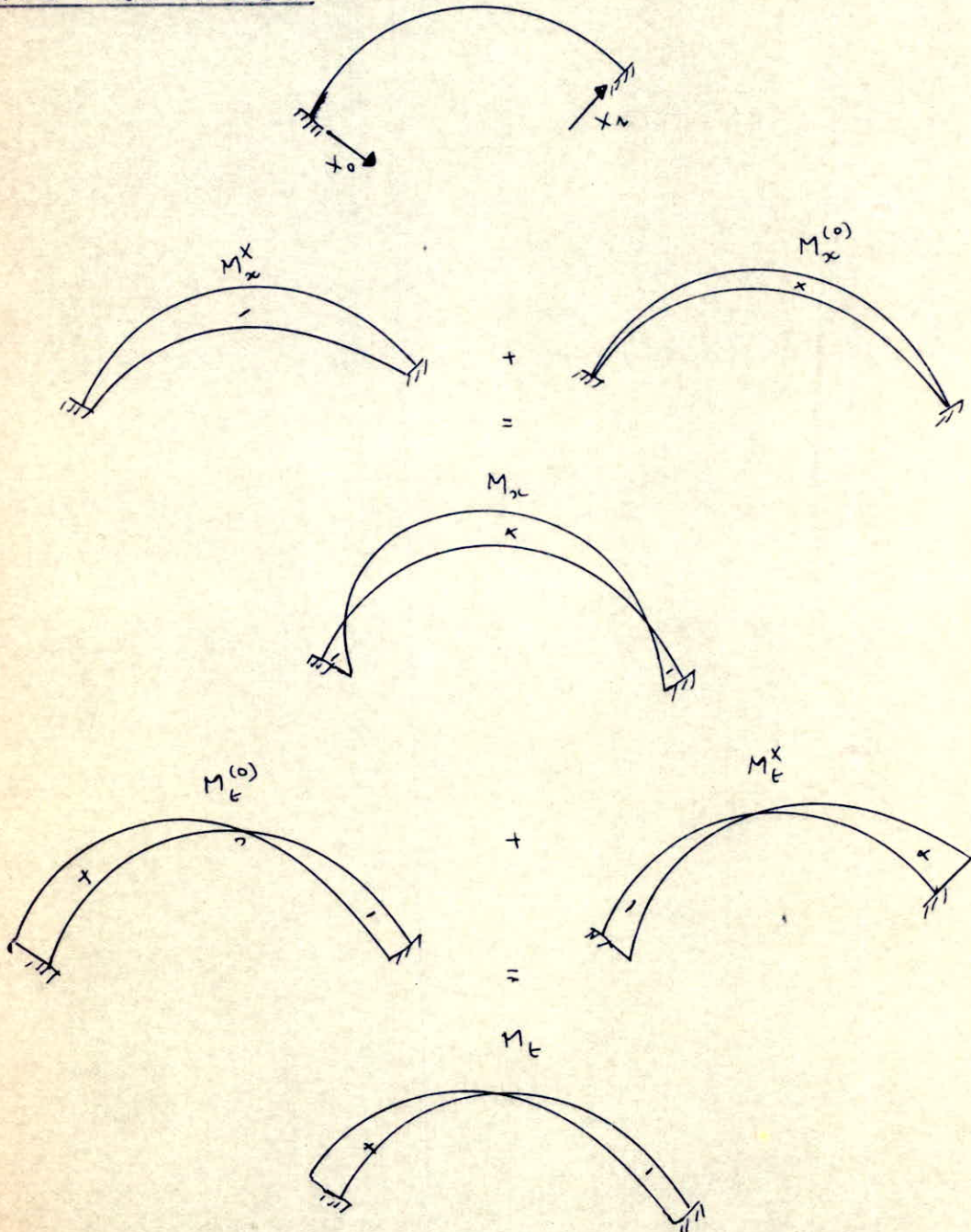
point	δ	$M_T^{(0)}$	δ	$M_T^{X_0}$	M_T
0	-0,018	-192	-0,130	+99	-93
1	-0,017	-181	-0,127	+96	-85
2	-0,014	-149	-0,114	+86	-63
3	-0,010	-107	-0,094	+71	-36
4	-0,005	-53	-0,067	+51	-2
5	0	0	-0,031	+24	+24
6	+0,005	+53	+0,012	-9	+44
7	+0,010	+107	+0,062	-47	+60
8	+0,014	+149	+0,119	-90	+59
9	+0,017	+181	+0,184	-140	+41
10	+0,018	+192	+0,254	-193	-1

$$\delta = \sin \ell x - \tan \varphi/2 \cdot \cos \ell x - \ell x + \ell/2$$

$$\delta = \frac{1}{\ell} - \frac{\cos \ell x}{\sin \varphi}$$

Variation du moment de flexion et du moment de torsion dans la poutre courbée

Travée de milieu



Valeurs du moment flechissant M_x de La poutre courbée

Travée de milieu:

Point	α	$M_x^{X_0}$	β	$M_x^{(0)}$	M_x	M_x^{Pd}	Ecart%
10	1,0	-785	0	0	-785	-744	5%
11	1,043	-818	0,043	459	-359	-326	9%
12	1,077	-845	0,077	821	-24	-2	
13	1,102	-864	0,102	1082	+218	+231	
14	1,116	-876	0,116	1239	+363	+370	2%
15	1,121	-880	0,121	1292	+412	+416	1%
16	1,116	-876	0,116	1239	+363	+370	2%
17	1,102	-864	0,102	1082	+218	+231	
18	1,077	-845	0,077	821	-24	-2	
19	1,043	-818	0,043	459	-359	-326	
20	1,0	-785	0	0	-785	-744	

Valeurs du moment de torsion M_T

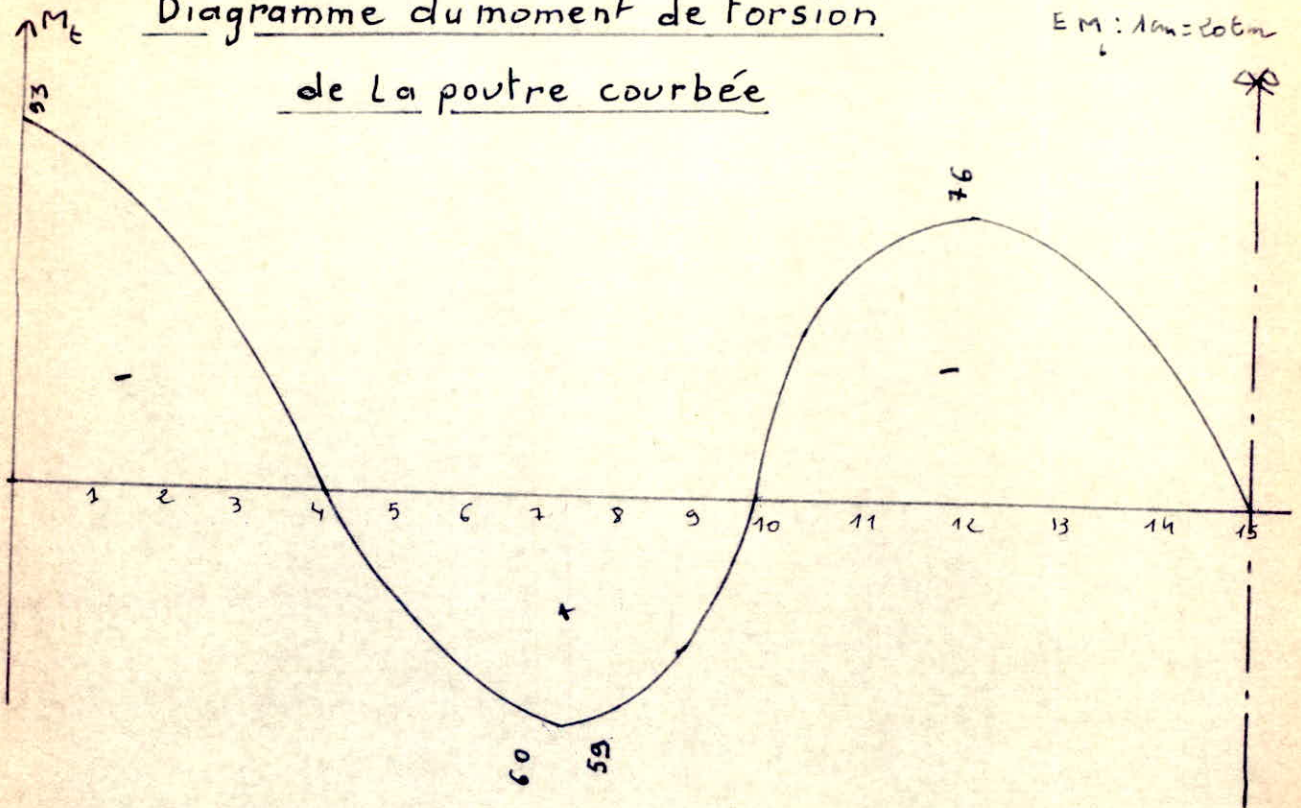
Travée de milieu

Point	δ	$M_T^{(0)}$	δ	$M_T^{x_0; x_1}$	M_T
10	-0,038	-405	-0,505	+396	-9
11	-0,036	-384	-0,410	+321	-63
12	-0,030	-320	-0,311	+244	-76
13	-0,022	-234	-0,209	+164	-70
14	-0,011	-117	-0,105	+82	-35
15	0	0	0	0	0
16	+0,011	+117	+0,105	-82	+35
17	+0,022	+234	+0,209	-164	+70
18	+0,030	+320	+0,311	-244	+76
19	+0,036	+384	+0,410	-321	+63
20	+0,038	+405	+0,505	-396	+9

EL: 1:220

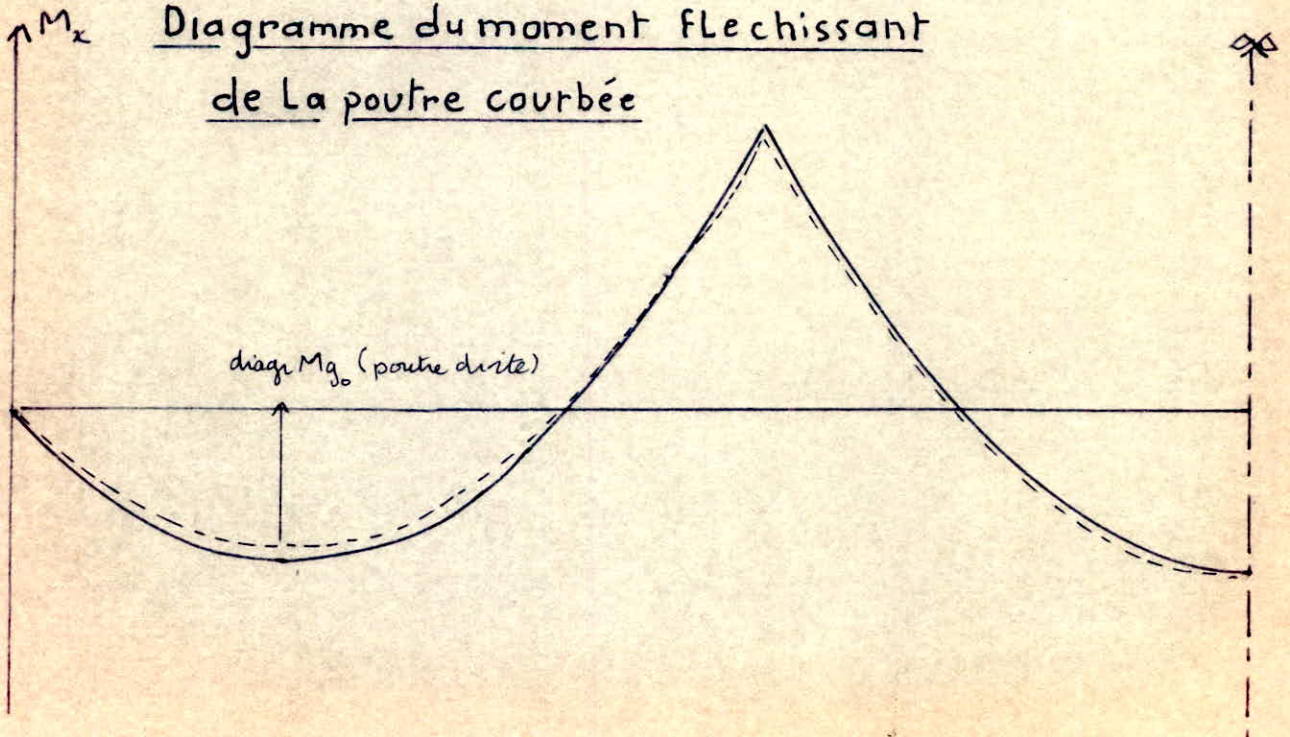
EM: 1cm = 20cm

Diagramme du moment de torsion de la poutre courbée



EM: 1cm = 20cm

Diagramme du moment flechissant de la poutre courbée



VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

1- CALCUL DES PERTES DIFFÉREES

Ces pertes sont dues au :

- Retrait du béton.
- Fluage du béton.
- Relaxation des armatures.

a- Contraintes dues au fluage et retrait :

Cette contrainte est la même pour tous les points, elle est calculée pour les points 4, 10 et 15.

Le règlement DIN ALLEMAND et recommandation EUROPEENNE donne les pertes dues fluage par la formule suivante :

$$\varphi_t = \varphi_{f_0} (K_{f,t} - K_{f,t_0}) + 0,40 \cdot K_v (t - t_0)$$

Cette formule est représentée sous forme de tableaux qui dépendent du temps t_0 de mise en tension et de l'épaisseur moyenne d_m de la poutre caisson.

$$d_m = 2 \cdot \frac{A}{P}$$

A : section du caisson.

P : périmètre total du caisson.

D'où :

$$\varphi_{\infty} = 2,70 \text{ (calculée par interpolation du tableau)}$$

$$\varepsilon_{s\infty} = 25 \cdot 10^{-5}$$

La formule générale classique donnant les pertes dues au fluage et au retrait est :

$$\sigma_{\psi+s} = \frac{n [\psi_{\infty} (\sigma_{b,v} + \sigma_{b,d}) + \epsilon_{s\infty} \cdot E_b]}{1 - n \left(1 + \frac{\psi_{\infty}}{2} \right) \cdot \frac{\sigma_{b,v}}{\sigma_v}}$$

$\sigma_{b,v}$: contrainte du béton au niveau du centre du câble de la précontrainte.

$\sigma_{b,d}$: contrainte du béton due aux charges permanentes.

σ_v : contrainte de l'acier précontraint.

On a besoin des contraintes au niveau du centre de la précontrainte.

$$W_z = \frac{J_{bet}}{\gamma_z} = \frac{1,494}{1,00 - 0,15} = 1,76 \text{ m}^3$$

$$E_z = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_b = 350000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_z}{E_b} = 5,70$$

$$\sigma_{b,d} = \frac{Mg_0 + Mg_1}{W_z} = \frac{412 + 120}{1,76} = 302 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_v = \frac{V}{A_a} + \frac{\overline{M}_v}{W_z} \cdot n = \frac{1530}{0,01344} - \frac{533}{1,76} \cdot 5,7 = 112113 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{b,v} = \frac{V}{A_b} + \frac{M_v}{W_z} = \frac{-1530}{4,66} - \frac{767}{1,76} = -764 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\epsilon+s} = \frac{5,7 [2,7 (-764 + 302) - 2510^{-5} \cdot 3,510^6]}{1 - 5,70 \left(1 + \frac{2,70}{2}\right) \cdot \frac{-764}{112113}} = 14086 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\epsilon+s} = 14086 \text{ t/m}^2$$

- Pourcentage des pertes dues au fluage et au retrait du béton.

$$\epsilon_{+s} = \frac{\sigma_{\epsilon+s}}{\sigma_v} \cdot 100 \rightarrow \epsilon_{+s} = 12,56\%$$

$$\rightarrow \text{soit } \sigma_{\epsilon+s} \approx 0,13 \sigma_v$$

b- Relaxation des aciers:

On prendra $\sigma_{rel} = 0,09 \sigma_v$

2 - CALCUL DES CONTRAINTES NORMALES

Moment en t.m ; Forces en t ; σ en t/m² $\hat{=}$ 10 bars

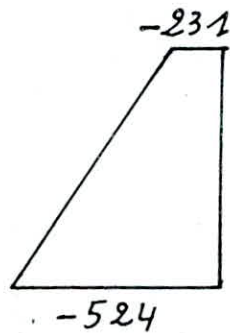
$W_{sup} = 2,490 \text{ m}^3$; $W_{inf} = 1,494 \text{ m}^3$; $A_{bet} = 4,735 \text{ m}^2$

points	4		10		15	
DESIGNATION contr:	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}
① $g_0 = 11,84 \text{ t/m}$	Mx: $M = 407$		-759		412	
	σ : +272	-163	-508	+304	+275	-165
② $g_1 = 3,46 \text{ t/m}$	Mx: 119		222		120	
	σ : +9	-47	-148	+89	+80	-48
③ V: precont.	Mx: -784		+1278		-767	
	Vx: -1662		-1655		-1530	
	σ_w : -351		-349		-323	
	σ_m : -524	+314	+855	-513	-513	+308
	$\Sigma \sigma_{br}$: -875	-21	+506	-862	-836	-15
④ ①+③ $\sigma_{g_0} + V_{t=0}$	-603	-184	-2	-558	-561	-180
⑤ ④+② $\sigma_{g_0} + g_1 + V_{t=0}$	-524	-231	-150	-469	-481	-228
⑥ fluage + retrait: σ_{e+s}	$\sigma_{e+s} = 0,13 \cdot \sigma_{br} = 0,13 \cdot \text{③}$					
	+113	+4	-66	+112	+109	+2
⑦ relaxation σ_{relax}	+79	+2	-46	+78	+75	+1
⑧ permanente $\sigma_{perm.}$	-332	-226	-262	-279	-297	-225
$\Sigma \sigma_{act} : \sigma_{g_0} + g_1 + V_{t=0}$						
⑨ surcharge Mx:	550		718		558	
	σ : +368	-220	-480	+288	+373	-224
⑩ $\sigma_{perm} + surch$: σ	-36	-446	-742	+9	+76	-449

Les contraintes sont vérifiées (voir chap)

REPRESENTATION DES CONTRAINTES NORMALES
DANS LES DIFFÉRENTES PHASES DE CONSTRUCTION.

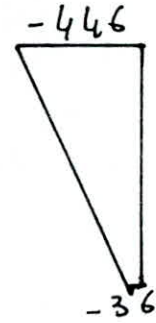
PKT 4



$\sigma_{g_0+g_1+V_t=0}$

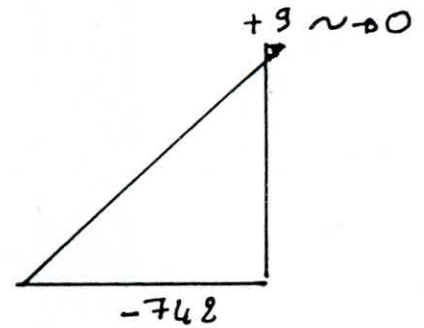


$\sigma_{g_0+g_1+V_t=\infty}$

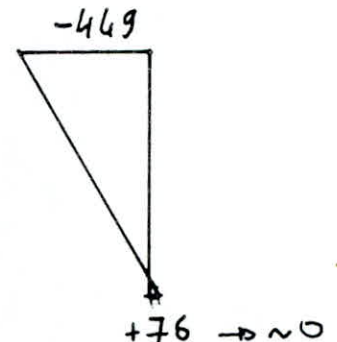
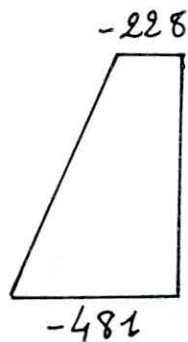


$\sigma_{perm+surch}$

PKT 10



PKT 15



3 - CALCUL DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

En general :

$$\Sigma = \Sigma_T + \Sigma_\varphi$$

Σ_T : contrainte de cisaillement due à la torsion.

Σ_φ : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$$\Sigma_T = \frac{M_T}{2 \cdot F_r \cdot t}$$

$$\Sigma_\varphi = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$$

$$\Sigma \leq \bar{\Sigma}$$

- Point (O) sur culée :

$$Q_{g_0 + g_1} = 120 \text{ t}$$

$$Q_{p \text{ surch}} = 113 \text{ t}$$

$$\Sigma Q_{g+p} = 233 \text{ t}$$

- precontrainte :

$$Q_v = V \cdot \sin \alpha$$

pour α petit $\rightarrow \sin \alpha \approx \tan \alpha \approx \hat{c}$

$$\sin \alpha = \tan \alpha = \frac{x}{R} = 0,2727$$

$$Q_v = V \cdot \frac{x}{R} = -1629 \cdot 0,2727 = -444 \text{ t}$$

$$\Sigma Q_{g+p+v} = -211 \text{ t}$$

- Moment de torsion :

$$M_{T_{g_0 + g_1}} = 93 \cdot \frac{15,30}{11,84} = 120 \text{ t.m}$$

$$M_{T_{p \text{ surch}}} = 93 \cdot \frac{11,5}{11,84} = 90 \text{ t.m}$$

$$210 \text{ t.m}$$

$$J = 1,494$$

$$A = 4,735 ; b_1 = 0,50 \text{ m} ; \Sigma b = 1,00 \text{ m}$$

$$S = 8,6 \cdot 0,31 (0,6 - 0,16) + 2 \cdot 0,50 (0,6 - 0,31)^2 / 2 = 1,22 \text{ m}^3$$

$$\Sigma \varphi = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = 172 \text{ t/m}^2$$

$$t_{\min} = 0,2 \text{ m} ; t_{\max} = 0,5 \text{ m}$$

$$F_R = 3,50 \cdot 1,39 = 4,87 \text{ m}^2$$

$$\Sigma_{T \min} = \frac{M_T}{2 \cdot F_R \cdot t_{\max}} = 43 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma_{T \max} = \frac{M_T}{2 \cdot F_R \cdot t_{\min}} = 107 \text{ t/m}^2$$

$$\text{d'où } \Sigma = 215 \text{ t/m}^2 = 21,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\Sigma} = \sqrt{\frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'}} (\bar{\sigma}' - \sigma'_G) (\bar{\sigma} + \sigma_G)$$

σ_G : contrainte de compression au niveau du C.D.G

$$\sigma_G = \frac{\Pi g_0 + P + g_1}{W} + \frac{V}{A_{bet}} + \frac{M_V}{W}$$

$$\Sigma < \bar{\Sigma} = 22,31 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

- Point (10) sur Pile :

même calcul que précédemment.

IX SECURITE A LA RUPTURE

SECURITE A LA RUPTURE

1. VERIFICATION VIS A VIS DE LA RUPTURE PAR FLEXION

La verification se fera au points 4, 10 et 15.

En general : $M_{rup} = 1,75(M_g + M_p) + 1,0 \bar{M}_v$

Formule donnée par Le reglement DIN ALLEMAND
ou recommandation EUROPEENNE.

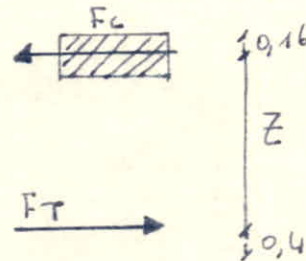
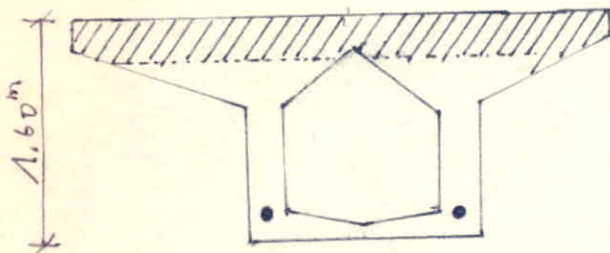
Point 4:

$$M_{g_0} = 407 \text{ t.m} \quad ; \quad M_v^{(0)} = -998 \text{ t.m}$$

$$M_{g_1} = 119 \text{ t.m} \quad ; \quad \bar{M}_v = 214 \text{ t.m}$$

$$M_p = 550 \text{ t.m} \quad ; \quad M_v = -784 \text{ t.m}$$

$$M_{rup} = 1,75(407 + 119 + 550) + 220 = 2083 \text{ t.m}$$



$$Z = 1,6 - (0,16 + 0,4) = 1,04 \text{ m}$$

$$F_c = F_T = M_{rup} / Z = \frac{2083}{1,04} = 2002 \text{ t}$$

$$F_{adm} = 8 \cdot F_{Tc} = 8 \cdot 269 = 2152 \text{ t}$$

- verification à La rupture des cables:

$$F_T = 2002 < 2152 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- vérification à la compression du béton:

$$\sigma_b = \frac{2002}{8,6 \cdot 0,31} = 751 \text{ t/m}^2 < \sigma_{adm}$$

Point 10: même procédé

$$M_{rup} = 1,75(-759 - 718 - 222) + 533 = -2440 \text{ t.m}$$

$$z = 1,6 - (0,15 + 0,16) = 1,29 \text{ m}$$

$$F_c = F_T = \frac{M_{rup}}{z} = \frac{2440}{1,29} = 1891 \text{ t}$$

- vérification à la rupture des cables:

$$F_T = 1891 \text{ t} < 2152 \text{ t} \text{ vérifié}$$

- vérification à la compression du béton:

$$\sigma = \frac{1891}{4 \times 0,32} = 1477 \text{ t/m}^2 < \sigma_{adm}$$

Point 15:

$$M_{rup} = 1,75(412 + 120 + 558) + 533 = 2440 \text{ t.m}$$

$$z = 1,6 - (0,15 + 0,16) = 1,29$$

$$F_c = F_T = \frac{M_{rup}}{z} = \frac{2440}{1,29} = 1891 \text{ t}$$

- vérification à la rupture des cables:

$$F_T = 1891 \text{ t} < 2152 \text{ t} \text{ vérifié}$$

- vérification à la compression du béton:

$$\sigma = \frac{1891}{8,6 \times 0,32} = 687 \text{ t/m}^2 < \sigma_{adm}$$

La sécurité vis à vis de la rupture par flexion, est assurée.

2. VERIFICATION VIS A VIS DE LA RUPTURE PAR CISAILLEMENT

$$Q_{rupt} = 1,75 Q_{ct5} - Q_p$$

En ne tenant pas compte de la force de précontrainte, on a:

Point 0:

$$Q_{rupt} = 1,75 \cdot 233 - 444 = -36 \text{ t}$$

$$\Sigma \varphi = \frac{233}{211} - 172 = 190 \text{ t/m}^2$$

$$M_{Trupt} = 1,75 \cdot 210 = 367 \text{ t.m}$$

$$\Sigma \tau = \frac{367}{210} \cdot 43 = 75 \text{ t/m}^2$$

A partir de ces contraintes de rupture, on calcule les contraintes principales de rupture.

$$\sigma_{Irupt} = -\frac{344}{2} + \sqrt{\left(\frac{344}{2}\right)^2 + (190 + 75)^2} = 144 < \sigma_{adm}$$

Point 10: même procédé :

$$Q_{rupt} = 1,75 \cdot 371 - 60 = 589 \text{ t}$$

$$\sigma_{b,r} = -1655 / 4,735 = 349 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma \tau \approx 0$$

d'où :

$$\Sigma \varphi = \frac{589 \cdot 1,22}{1,494 \cdot 2,05} = 480 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{Irupt} = -\frac{349}{2} + \sqrt{\left(\frac{355}{2}\right)^2 + 480^2} = 270 \text{ t/m}^2 < \sigma_{adm}$$

De même, la sécurité vis à vis de la rupture par cisaillement est assurée. 56.

X FERRAILLAGE

FERRAILLAGE

1. ARMATURES LONGITUDINALES

D'après l'instruction provisoire du 12 Août 1965,
Le pourcentage d'armature nécessaire pour résister aux effets secondaires est :

$$\omega_T = 0,5 \delta$$

$$\delta = 0,25 \frac{h_T}{h_T + 3.60} = 0,25 \frac{160}{160 + 3.50} = 0,13$$

$$\omega_T = 0,5 \cdot 0,13 = 0,06$$

$$A_{\min} = \frac{S \cdot \omega_T}{100}$$

$$S : \text{section min} \rightarrow S = b_0 h = 50 \cdot 160 = 8000.$$

$$A_{\min} = 8000 \cdot \frac{0,06}{100} = 4,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 4,8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on place 4T12 dans l'âme.

Notre section de béton est comprimée (contraintes de traction négligeable) donc \forall la section d'armature choisie, la sécurité vis à vis de la non fragilité du béton est respectée.

2. ARMATURES TRANSVERSALES

L'espacement des cadres est donné par :

$$t \leq \frac{\tilde{\sigma}_a' \cdot A_T}{\sum b_0 \cdot t_{g_j}} \quad -57-$$

Toutefois, cette valeur est limitée par la plus petite des valeurs suivantes:

$$\left| \begin{array}{l} t = h_r \left(1.25 - 0.95 \frac{\Sigma}{\bar{e}} \right) \\ t = b_o \left(5 - 2 \frac{\Sigma}{\bar{e}} \right) \\ t = 4 b_o \end{array} \right.$$

Point 0:

$$\Sigma_{sup} = 0.5 \cdot 144 = 72 \text{ t/m}$$

$$A_r = 72 / 4.2 = 17.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

on choisie T16 $e = 12.5 \text{ cm}$

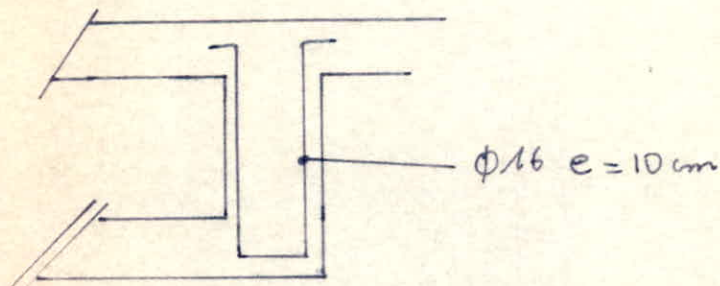
Point 10:

$$\Sigma_{sup} = 0.5 \cdot 270 = 135 \text{ t/m}$$

$$A_r = 135 / 4.2 = 32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sur une longueur de 2.5 m à deux côtés de la pile on a:

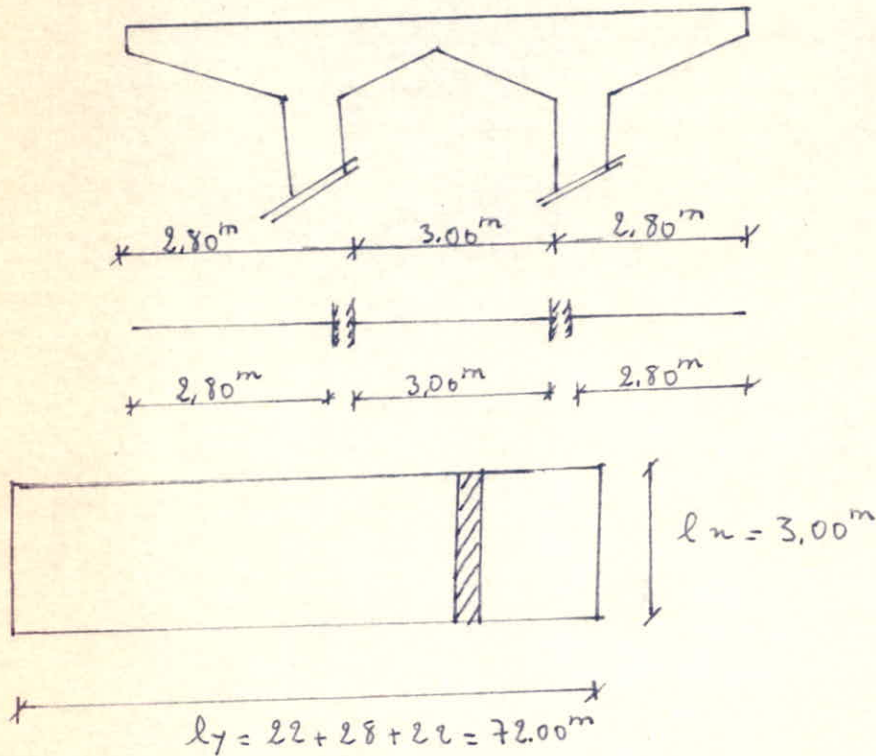
$\phi 16$ $e = 10 \text{ cm}$



3 - CALCUL DE LA DALLE

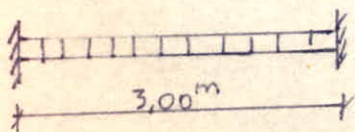
a - Dalle supérieure:

L'hourdi supérieur est encastré dans les âmes du caisson, donc on a le système statique transversal suivant :



$$\rho = \frac{3}{72} = 0,06 < 0,4 \rightarrow \text{dalle porteuse dans un seul sens.}$$

La dalle sera calculée comme une poutre de longueur 1m et de longueur 3m.



$$M_{\max(0)} = 0,8 M_0 \alpha$$

$$M_{\max(l)} = 0,5 M_0 \alpha$$

$$M_{0x} = q \frac{l^2}{8}$$

$$\text{ch. perm: } q = 2,5 \cdot 0,31 + [0,08 + 0,2 + 0,32] \cdot 2,5 = 2,28 \text{ t/ml}$$

$$\text{surchARGE: } p = 1,2 [1,64 + 0,450] = 2,51 \text{ t/ml}$$

$$q = q + p = 4,79 \text{ t/ml (sur 1m de largeur)}$$

$$M_{\text{max}(0)} = 4,31 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}(E)} = 2,69 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \frac{M_{0x}}{4} = 4,31/4 = 1,08 \text{ t.m}$$

$$M_{Ey} = M_{Ex} = 2,69 \text{ t.m}$$

- Ferraillage de La dalle :

* suivant x-x :

$$\text{Armature inferieure: } A_{0x} = \frac{M_x}{\sigma_a} = 5,67 \text{ cm}^2$$

on prendra $\phi 16$ $e = 25 \text{ cm}$

$$\text{Armature superieure: } A_{Ex} = \frac{M_E}{\sigma_a} = 3,54 \text{ cm}^2$$

on prendra $\phi 14$ $e = 25 \text{ cm}$

* suivant y-y :

$$\text{Armature inferieure: } A_{y_0} = \frac{A_{x_0}}{4} = 1,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 10 \text{ } e = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature superieure: } A_{y_E} = A_{x_E} \rightarrow \phi 14 \text{ } e = 25 \text{ cm}$$

b - Dalle inferieure :

$$\text{* suivant x-x : } A_{\text{inf}} \rightarrow \phi 16 ; e = 25 \text{ cm}$$

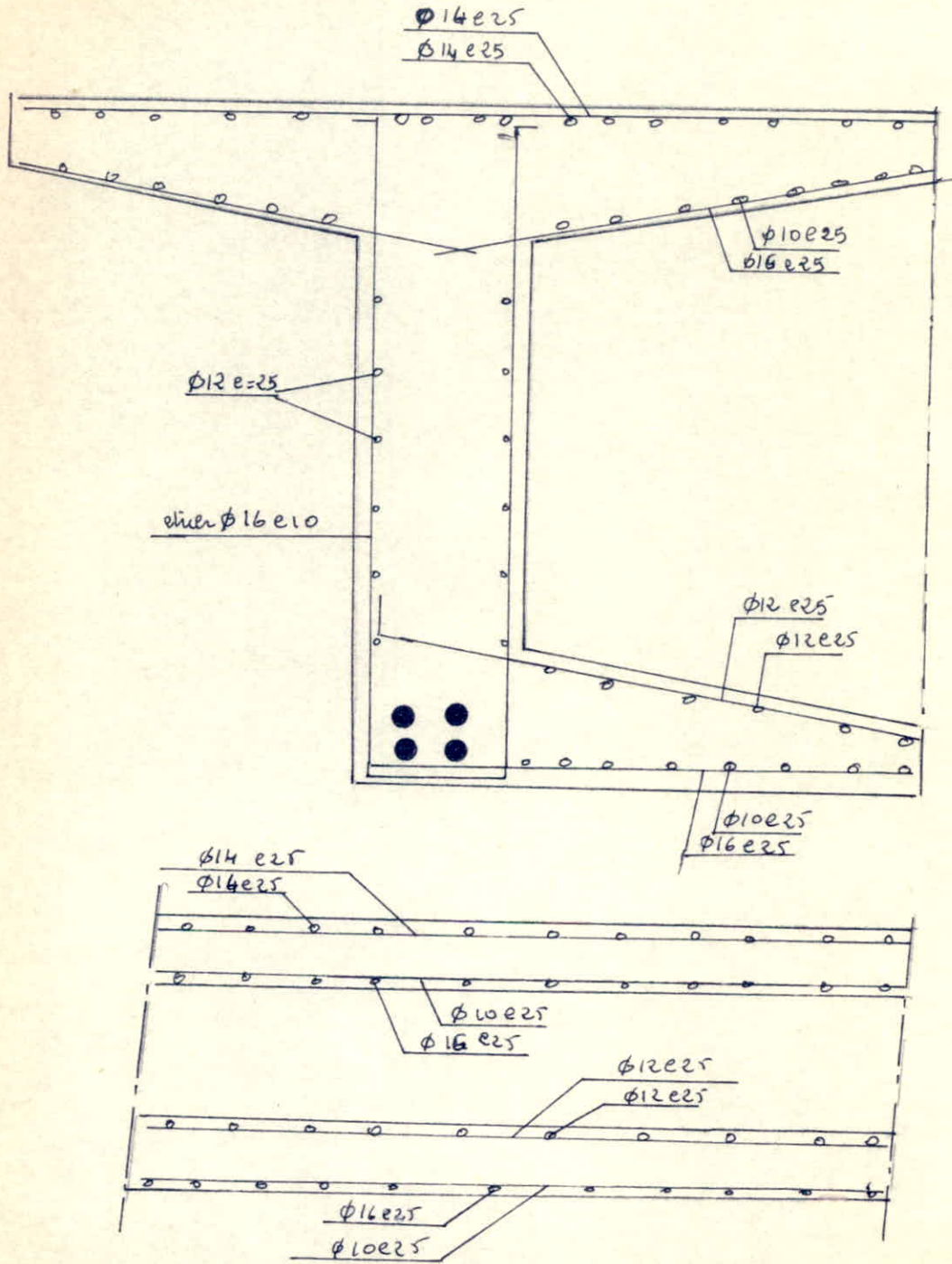
$$A_{\text{sup}} \rightarrow \phi 12 ; e = 25 \text{ cm}$$

$$\text{* suivant y-y : } A_{\text{inf}} \rightarrow \phi 10 ; e = 25 \text{ cm}$$

$$A_{\text{sup}} \rightarrow \phi 12 ; e = 25 \text{ cm}$$

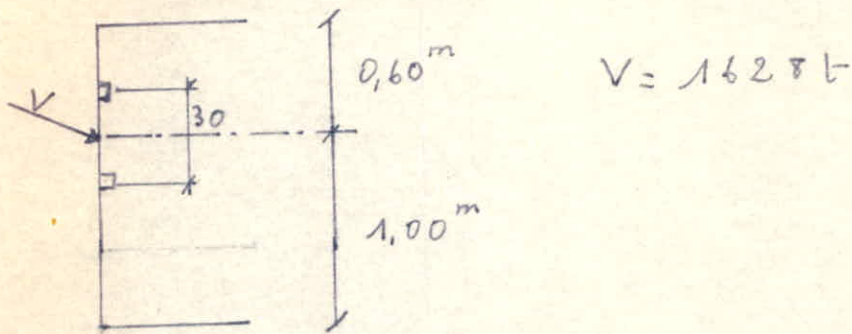
Les contraintes de cisaillement dues à la torsion dans la dalle sont négligeables (quelque bars). Donc avec les espacements adoptés, les contraintes sont vérifiées.

Ferraillage de la Dalle



XI PLAQUE D'ABOUT

PLAQUE D'ABOUT



1 - Choix de la plaque d'ancrage:

$$a = 0,30 + 2 \cdot 0,10 = 0,5 \text{ m}$$

$$d = 1,60 \text{ m} : \text{ hauteur du caisson}$$

2 - Verification:

A chaque ancrage, on associe un prisme symétrique dans lequel les isostiques créent:

a - les efforts de traction transversaux appelés efforts d'éclatement

b - Les efforts en surface appelés efforts de surface qui résultent des compressions transversales derrière les plaques d'ancrage.

Donc on doit avoir un ferrailage de surface au voisinage de l'ancrage.

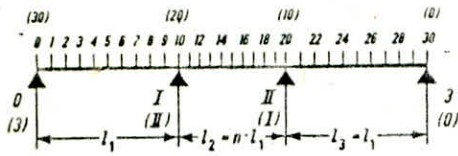
$$F = 0,25 V \left(1 - \frac{a}{d}\right) \rightarrow F = 279 \text{ t.}$$

$$A_{\text{nec}} = \frac{279}{2,40 \cdot 2} = 58 \text{ cm}^2$$

Pour équilibrer ces efforts, on choisie par âme :
Sur une Longueur de $1,6^m$ de L'about des étriers doubles
(64 cm^2 de $\Phi 16$ $e = 12,50\text{ cm}$ supplémentaires aux étriers
déjà choisis.

XII ANNEXES

1:1,30:1



POUTRE A TROIS TRAVÉES

Dreifeldträger

Einflusslinien der Querkräfte
Quer- und Auflagerkräfte

1:1,35:1

LIGNES D'INFLUENCE DE FORCES TRANCHANTES ET D'APPUI

ergibt die Quer- und Auflagerkräfte $Q(A) = TW \cdot P$ (TW = Tabellenwert)

Einzellast in Punkt	1:1,30:1								1:1,35:1							
	$Q_0=A_0$	Q_{II}	Q_{IIr}	Q_{III}	Q_{IIIr}	A_I	A_{II}	$Q_0=A_0$	Q_{II}	Q_{IIr}	Q_{III}	Q_{IIIr}	A_I	A_{II}		
0	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		
1	0,8766	-0,1234	0,0231	0,0231	-0,0066	0,1465	-0,0297	1	0,8770	-0,1230	0,0219	0,0219	-0,0066	0,1448		
2	0,7546	-0,2454	0,0448	0,0448	-0,0128	0,2901	-0,0576	2	0,7555	-0,2445	0,0425	0,0425	-0,0128	0,2870		
3	0,6355	-0,3645	0,0636	0,0636	-0,0182	0,4281	-0,0819	3	0,6367	-0,3633	0,0604	0,0604	-0,0182	0,4237		
4	0,5206	-0,4794	0,0783	0,0783	-0,0224	0,5577	-0,1008	4	0,5221	-0,4779	0,0743	0,0743	-0,0224	0,5522		
4,362	0,4804	-0,5196	0,0823	0,0823	-0,0236	0,6019	-0,1059	4,374	0,4806	-0,5194	0,0782	0,0782	-0,0236	0,5976		
5	0,4114	-0,5886	0,0874	0,0874	-0,0250	0,6760	-0,1125	5	0,4130	-0,5870	0,0829	0,0829	-0,0250	0,6699		
5,774	0,3317	-0,6683	0,0897	0,0897	-0,0257	0,7580	-0,1154	5,774	0,3334	-0,6666	0,0851	0,0851	-0,0256	0,7517		
6	0,3093	-0,6907	0,0895	0,0895	-0,0256	0,7802	-0,1151	6	0,3110	-0,6890	0,0849	0,0849	-0,0256	0,7740		
7	0,2157	-0,7843	0,0832	0,0832	-0,0238	0,8676	-0,1071	7	0,2172	-0,7828	0,0789	0,0789	-0,0238	0,8617		
8	0,1320	-0,8680	0,0671	0,0671	-0,0192	0,9352	-0,0864	8	0,1332	-0,8668	0,0637	0,0637	-0,0192	0,9305		
9	0,0596	-0,9404	0,0399	0,0399	-0,0114	0,9803	-0,0513	9	0,0603	-0,9397	0,0378	0,0378	-0,0114	0,9775		
10	0,0000	-1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	10	0,0000	-1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000		
11	-0,0571	-0,0571	0,9284	-0,0716	0,0202	0,9855	0,0919	11	-0,0603	-0,0603	0,9290	-0,0710	0,0211	0,9893		
12	-0,0933	-0,0933	0,8378	-0,1622	0,0442	0,9311	0,2063	12	-0,0984	-0,0984	0,8387	-0,1613	0,0462	0,9371		
13	-0,1117	-0,1117	0,7331	-0,2669	0,0687	0,8448	0,3356	13	-0,1177	-0,1177	0,7339	-0,2661	0,0720	0,8516		
13,777	-0,1157	-0,1157	0,6449	-0,3551	0,0863	0,7606	0,4414	13,769	-0,1218	-0,1218	0,6464	-0,3536	0,0904	0,7683		
14	-0,1154	-0,1154	0,6189	-0,3811	0,0908	0,7343	0,4719	14	-0,1215	-0,1215	0,6193	-0,3807	0,0954	0,7408		
15	-0,1074	-0,1074	0,5000	-0,5000	0,1074	0,6074	0,6074	15	-0,1130	-0,1130	0,5000	-0,5000	0,1130	0,6130		
16	-0,0908	-0,0908	0,3811	-0,6189	0,1154	0,4719	0,7343	16	-0,0954	-0,0954	0,3807	-0,6193	0,1215	0,4760		
16,223	-0,0863	-0,0863	0,3551	-0,6449	0,1157	0,4414	0,7606	16,231	-0,0904	-0,0904	0,3536	-0,6464	0,1218	0,4440		
17	-0,0687	-0,0687	0,2669	-0,7331	0,1117	0,3356	0,8448	17	-0,0720	-0,0720	0,2661	-0,7339	0,1177	0,3382		
18	-0,0442	-0,0442	0,1622	-0,8378	0,0933	0,2063	0,9311	18	-0,0462	-0,0462	0,1613	-0,8387	0,0984	0,2075		
19	-0,0202	-0,0202	0,0716	-0,9284	0,0571	0,0919	0,9855	19	-0,0211	-0,0211	0,0710	-0,9290	0,0603	0,0921		
20	0,0000	0,0000	0,0000	-1,0000	1,0000	0,0000	1,0000	20	0,0000	0,0000	0,0000	-1,0000	1,0000	0,0000		
21	0,0114	0,0114	-0,0399	-0,0399	0,9404	-0,0513	0,9803	21	0,0114	0,0114	-0,0378	-0,0378	0,9397	-0,0492		
22	0,0192	0,0192	-0,0671	-0,0671	0,8680	-0,0864	0,9352	22	0,0192	0,0192	-0,0637	-0,0637	0,8668	-0,0829		
23	0,0238	0,0238	-0,0832	-0,0832	0,7843	-0,1071	0,8676	23	0,0238	0,0238	-0,0789	-0,0789	0,7828	-0,1027		
24	0,0256	0,0256	-0,0895	-0,0895	0,6907	-0,1151	0,7802	24	0,0256	0,0256	-0,0849	-0,0849	0,6890	-0,1105		
24,226	0,0257	0,0257	-0,0897	-0,0897	0,6683	-0,1154	0,7580	24,226	0,0256	0,0256	-0,0851	-0,0851	0,6666	-0,1107		
25	0,0250	0,0250	-0,0874	-0,0874	0,5886	-0,1125	0,6760	25	0,0250	0,0250	-0,0829	-0,0829	0,5870	-0,1079		
26	0,0224	0,0224	-0,0783	-0,0783	0,4794	-0,1008	0,5577	26	0,0224	0,0224	-0,0743	-0,0743	0,4779	-0,0967		
27	0,0182	0,0182	-0,0636	-0,0636	0,3645	-0,0819	0,4281	27	0,0182	0,0182	-0,0604	-0,0604	0,3633	-0,0785		
28	0,0128	0,0128	-0,0448	-0,0448	0,2454	-0,0576	0,2901	28	0,0128	0,0128	-0,0425	-0,0425	0,2445	-0,0552		
29	0,0066	0,0066	-0,0231	-0,0231	0,1234	-0,0297	0,1465	29	0,0066	0,0066	-0,0219	-0,0219	0,1230	-0,0285		
30	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	30	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		

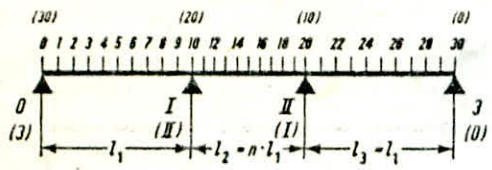
SOUS FORCES TRANCHANTES ET D'APPUI

ergibt die Quer- und Auflagerkräfte $Q(A) = TW \cdot g(p) \cdot l_1$ (TW = Tabellenwert) — VALEUR TABLEAU

Gleichlast	1:1,30:1								1:1,35:1							
	$g(q)$	P_1	P_2	P_3	P_1+P_2	$g(q)$	P_1	P_2	P_3	P_1+P_2	$g(q)$	P_1	P_2	P_3	P_1+P_2	
$g(q)$	0,3645	-0,6355	0,6500	-0,6500	0,6355	1,2855	1,2855	$g(q)$	0,3570	-0,6430	0,6750	-0,6750	0,6430	1,3180	1,3180	
P_1	0,4409	-0,5591	0,0583	0,0583	-0,0167	0,6173	-0,0750	P_1	0,4420	-0,5580	0,0553	0,0553	-0,0167	0,6133	-0,0719	
P_2	-0,0931	-0,0931	0,6500	-0,6500	0,0931	0,7431	0,7431	P_2	-0,1017	-0,1017	0,6750	-0,6750	0,1017	0,7767	0,7767	
P_3	0,0167	0,0167	-0,0583	-0,0583	0,5591	-0,0750	0,6173	P_3	0,0167	0,0167	-0,0553	-0,0553	0,5580	-0,0719	0,6133	
P_1+P_2	0,4576	-0,5424	0,0000	0,0000	0,5424	0,5424	0,5424	P_1+P_2	0,4587	-0,5413	0,0000	0,0000	0,5413	0,5413	0,5413	

CHARGE UNIFORME

POUTRE A TRIS TRAVÉES Dreifeldträger



ergibt in den Punkten die Momente $M = TW \cdot P \cdot l_1$ ($TW =$ Tabellenwert)

Einzellast in Punkt

	1	2	3	3,645	4	4,362	4,576	5	6	7	8
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1	0,0877	0,0753	0,0630	0,0550	0,0506	0,0462	0,0435	0,0383	0,0260	0,0136	0,0013
2	0,0755	0,1509	0,1264	0,1106	0,1019	0,0930	0,0877	0,0773	0,0528	0,0282	0,0037
3	0,0636	0,1271	0,1907	0,1671	0,1542	0,1410	0,1332	0,1178	0,0813	0,0449	0,0084
4	0,0521	0,1041	0,1562	0,1898	0,2082	0,1909	0,1806	0,1603	0,1124	0,0644	0,0165
4,362	0,0480	0,0961	0,1441	0,1751	0,1922	0,2095	0,1984	0,1764	0,1244	0,0724	0,0205
5	0,0411	0,0823	0,1234	0,1500	0,1646	0,1794	0,1883	0,2057	0,1468	0,0880	0,0291
5,774	0,0332	0,0663	0,0995	0,1209	0,1327	0,1447	0,1518	0,1659	0,1764	0,1095	0,0427
6	0,0309	0,0619	0,0928	0,1127	0,1237	0,1349	0,1415	0,1546	0,1856	0,1165	0,0474
7	0,0216	0,0431	0,0647	0,0786	0,0863	0,0941	0,0987	0,1078	0,1294	0,1510	0,0725
8	0,0132	0,0264	0,0396	0,0481	0,0528	0,0576	0,0604	0,0660	0,0792	0,0924	0,1056
9	0,0060	0,0119	0,0179	0,0217	0,0238	0,0260	0,0273	0,0298	0,0358	0,0417	0,0477
10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
11	-0,0057	-0,0114	-0,0171	-0,0208	-0,0228	-0,0249	-0,0261	-0,0286	-0,0343	-0,0400	-0,0457
12	-0,0093	-0,0187	-0,0280	-0,0340	-0,0373	-0,0407	-0,0427	-0,0467	-0,0560	-0,0653	-0,0747
13	-0,0112	-0,0223	-0,0335	-0,0407	-0,0447	-0,0487	-0,0511	-0,0559	-0,0670	-0,0782	-0,0894
13,777	-0,0116	-0,0231	-0,0347	-0,0422	-0,0463	-0,0505	-0,0530	-0,0579	-0,0694	-0,0810	-0,0926
14	-0,0115	-0,0231	-0,0346	-0,0421	-0,0462	-0,0503	-0,0528	-0,0577	-0,0692	-0,0808	-0,0923
15	-0,0107	-0,0215	-0,0322	-0,0392	-0,0430	-0,0469	-0,0492	-0,0537	-0,0644	-0,0752	-0,0859
16	-0,0091	-0,0182	-0,0272	-0,0331	-0,0363	-0,0396	-0,0416	-0,0454	-0,0545	-0,0636	-0,0727
16,223	-0,0086	-0,0173	-0,0259	-0,0315	-0,0345	-0,0376	-0,0395	-0,0431	-0,0518	-0,0604	-0,0690
17	-0,0069	-0,0137	-0,0206	-0,0251	-0,0275	-0,0300	-0,0314	-0,0344	-0,0412	-0,0481	-0,0550
18	-0,0044	-0,0088	-0,0132	-0,0161	-0,0177	-0,0193	-0,0202	-0,0221	-0,0265	-0,0309	-0,0353
19	-0,0020	-0,0040	-0,0061	-0,0074	-0,0081	-0,0088	-0,0093	-0,0101	-0,0121	-0,0142	-0,0162
20	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
21	0,0011	0,0023	0,0034	0,0042	0,0046	0,0050	0,0052	0,0057	0,0069	0,0080	0,0091
22	0,0019	0,0038	0,0058	0,0070	0,0077	0,0084	0,0088	0,0096	0,0115	0,0135	0,0154
23	0,0024	0,0048	0,0072	0,0087	0,0095	0,0104	0,0109	0,0119	0,0143	0,0167	0,0191
24	0,0026	0,0051	0,0077	0,0093	0,0103	0,0112	0,0117	0,0128	0,0154	0,0179	0,0205
24,226	0,0026	0,0051	0,0077	0,0094	0,0103	0,0112	0,0118	0,0128	0,0154	0,0180	0,0206
25	0,0025	0,0050	0,0075	0,0091	0,0100	0,0109	0,0115	0,0125	0,0150	0,0175	0,0200
26	0,0022	0,0045	0,0067	0,0082	0,0090	0,0098	0,0103	0,0112	0,0135	0,0157	0,0179
27	0,0018	0,0036	0,0055	0,0066	0,0073	0,0080	0,0083	0,0091	0,0109	0,0128	0,0146
28	0,0013	0,0026	0,0038	0,0047	0,0051	0,0056	0,0059	0,0064	0,0077	0,0090	0,0103
29	0,0007	0,0013	0,0020	0,0024	0,0026	0,0029	0,0030	0,0033	0,0040	0,0046	0,0053
30	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

DONNEE AUX POINTS LES MOMENTS

CHARGE UNIFORME

Gleichlast

ergibt in den Punkten die Momente $M = TW \cdot g(p) \cdot l_1^2$ ($TW =$ Tabellenwert) (VALEUR TABLEAU)

g	0,0315	0,0529	0,0644	0,0664	0,0658	0,0639	0,0621	0,0573	0,0387	0,0102	-0,0284
p_1	0,0391	0,0682	0,0873	0,0943	0,0964	0,0972	0,0971	0,0955	0,0846	0,0637	0,0327
p_2	-0,0093	-0,0186	-0,0279	-0,0339	-0,0372	-0,0406	-0,0426	-0,0465	-0,0559	-0,0652	-0,0745
p_3	0,0017	0,0033	0,0050	0,0061	0,0067	0,0073	0,0076	0,0083	0,0100	0,0117	0,0134
$p_1 + p_3$	0,0408	0,0715	0,0923	0,1004	0,1031	0,1045	0,1047	0,1038	0,0946	0,0753	0,0461

LIGNES D'INFLUENCE MOMENTS

Einflußlinien der Momente

Momentenlinien

LIGNE DES MOMENTS

1:1,30:1

9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0
-0,0111	+0,0234	-0,0204	-0,0174	-0,0144	-0,0114	-0,0084	-0,0054	-0,0024	0,0006	0,0036	0,0066	1
-0,0208	-0,0454	-0,0395	-0,0337	-0,0279	-0,0221	-0,0163	-0,0105	-0,0046	0,0012	0,0070	0,0128	2
-0,0280	-0,0645	-0,0562	-0,0480	-0,0397	-0,0314	-0,0231	-0,0149	-0,0066	0,0017	0,0100	0,0182	3
-0,0314	-0,0794	-0,0692	-0,0590	-0,0488	-0,0387	-0,0285	-0,0183	-0,0081	0,0021	0,0123	0,0224	4
-0,0315	-0,0834	-0,0727	-0,0620	-0,0513	-0,0406	-0,0299	-0,0192	-0,0085	0,0022	0,0129	0,0236	4,362
-0,0297	-0,0886	-0,0772	-0,0659	-0,0545	-0,0431	-0,0318	-0,0204	-0,0091	0,0023	0,0137	0,0250	5
-0,0241	-0,0909	-0,0793	-0,0676	-0,0559	-0,0443	-0,0326	-0,0210	-0,0093	0,0024	0,0140	0,0257	5,774
-0,0217	-0,0907	-0,0791	-0,0675	-0,0558	-0,0442	-0,0325	-0,0209	-0,0093	0,0024	0,0140	0,0256	6
-0,0059	-0,0843	-0,0735	-0,0627	-0,0519	-0,0411	-0,0303	-0,0194	-0,0086	0,0022	0,0130	0,0238	7
0,0188	-0,0680	-0,0593	-0,0506	-0,0419	-0,0331	-0,0244	-0,0157	-0,0070	0,0018	0,0105	0,0192	8
0,0536	-0,0404	-0,0352	-0,0300	-0,0249	-0,0197	-0,0145	-0,0093	-0,0041	0,0011	0,0062	0,0114	9
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10
-0,0514	-0,0571	0,0636	0,0543	0,0450	0,0356	0,0263	0,0170	0,0077	-0,0016	-0,0109	-0,0202	11
-0,0840	-0,0933	0,0156	0,1245	0,1034	0,0823	0,0613	0,0402	0,0191	-0,0020	-0,0231	-0,0442	12
-0,1006	-0,1117	-0,0164	0,0789	0,1742	0,1395	0,1048	0,0701	0,0354	0,0007	-0,0340	-0,0687	13
-0,1041	-0,1157	-0,0319	0,0520	0,1358	0,1907	0,1445	0,0984	0,0522	0,0060	-0,0401	-0,0863	13,777
-0,1039	-0,1154	-0,0350	0,0455	0,1260	0,2064	0,1569	0,1073	0,0578	0,0083	-0,0413	-0,0908	14
-0,0967	-0,1074	-0,0424	0,0226	0,0876	0,1526	0,2176	0,1526	0,0876	0,0226	-0,0424	-0,1074	15
-0,0817	-0,0908	-0,0413	0,0083	0,0578	0,1073	0,1569	0,2064	0,1260	0,0455	-0,0350	-0,1154	16
-0,0776	-0,0863	-0,0401	0,0060	0,0522	0,0984	0,1445	0,1907	0,1358	0,0520	-0,0319	-0,1157	16,223
-0,0618	-0,0687	-0,0340	0,0007	0,0354	0,0701	0,1048	0,1395	0,1742	0,0789	-0,0164	-0,1117	17
-0,0397	-0,0442	-0,0231	-0,0020	0,0191	0,0402	0,0613	0,0823	0,1034	0,1245	0,0156	-0,0933	18
-0,0182	-0,0202	-0,0109	-0,0016	0,0077	0,0170	0,0263	0,0356	0,0450	0,0543	0,0636	-0,0571	19
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	20
0,0103	0,0114	0,0062	0,0011	-0,0041	-0,0093	-0,0145	-0,0197	-0,0249	-0,0300	-0,0352	-0,0404	21
0,0173	0,0192	0,0105	0,0018	-0,0070	-0,0157	-0,0244	-0,0331	-0,0419	-0,0506	-0,0593	-0,0680	22
0,0215	0,0238	0,0130	0,0022	-0,0086	-0,0194	-0,0303	-0,0411	-0,0519	-0,0627	-0,0735	-0,0843	23
0,0231	0,0256	0,0140	0,0024	-0,0093	-0,0209	-0,0325	-0,0442	-0,0558	-0,0675	-0,0791	-0,0907	24
0,0231	0,0257	0,0140	0,0024	-0,0093	-0,0210	-0,0326	-0,0443	-0,0559	-0,0676	-0,0793	-0,0909	24,226
0,0225	0,0250	0,0137	0,0023	-0,0091	-0,0204	-0,0318	-0,0431	-0,0545	-0,0659	-0,0772	-0,0886	25
0,0202	0,0224	0,0123	0,0021	-0,0081	-0,0183	-0,0285	-0,0387	-0,0488	-0,0590	-0,0692	-0,0794	26
0,0164	0,0182	0,0100	0,0017	-0,0066	-0,0149	-0,0231	-0,0314	-0,0397	-0,0480	-0,0562	-0,0645	27
0,0115	0,0128	0,0070	0,0012	-0,0046	-0,0105	-0,0163	-0,0221	-0,0279	-0,0337	-0,0395	-0,0454	28
0,0059	0,0066	0,0036	0,0006	-0,0024	-0,0054	-0,0084	-0,0114	-0,0144	-0,0174	-0,0204	-0,0234	29
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	30

0,0769	-0,1355	-0,0594	-0,0003	0,0420	0,0673	0,0758	0,0673	0,0420	-0,0003	-0,0594	-0,1355	g
0,0082	-0,0591	-0,0515	-0,0439	-0,0363	-0,0288	-0,0212	-0,0136	-0,0060	0,0015	0,0091	0,0167	P ₁
0,0838	-0,0931	-0,0170	0,0421	0,0844	0,1097	0,1182	0,1097	0,0844	0,0421	-0,0170	-0,0931	P ₂
0,0150	0,0167	0,0091	0,0015	-0,0060	-0,0136	-0,0212	-0,0288	-0,0363	-0,0439	-0,0515	-0,0591	P ₃
0,0069	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	-0,0424	P ₁ + P ₃

Tabelle 14. Gleichlast q

$$X_0 = -q r^2 \cdot X_0 = -q r^2 \left(\frac{\bar{X}\Phi}{\bar{\Phi}} \right) \quad (170)$$

φ \ k	1	2	X_0 3	5	10
5	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
10	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0039
15	0,0087	0,0088	0,0089	0,0089	0,0093
20	0,0154	0,0155	0,0155	0,0156	0,0158
25	0,0243	0,0244	0,0246	0,0249	0,0255
30	0,0352	0,0355	0,0357	0,0362	0,0373
35	0,0484	0,0489	0,0494	0,0503	0,0523
40	0,0639	0,0647	0,0655	0,0670	0,0701
45	0,0818	0,0832	0,0845	0,0867	0,0912
50	0,1024	0,1044	0,1062	0,1094	0,1155
60	0,1519	0,1557	0,1590	0,1645	0,1741
70	0,2138	0,2201	0,2254	0,2338	0,2471
80	0,2897	0,2992	0,3068	0,3181	0,3346
90	0,3813	0,3943	0,4041	0,4181	0,4370
100	0,4902	0,5066	0,5184	0,5343	0,5544
110	0,6178	0,6371	0,6502	0,6670	0,6869
120	0,7654	0,7863	0,7997	0,8160	0,8344
130	0,9333	0,9538	0,9664	0,9811	0,9967
140	1,1211	1,1391	1,1497	1,1615	1,1735
150	1,3267	1,3402	1,3478	1,3560	1,3640
160	1,5462	1,5541	1,5582	1,5626	1,5668
170	1,7736	1,7761	1,7774	1,7787	1,7799
180	2,0				
195	2,3118	2,3205	2,3247	2,3288	2,3325
210	2,5476	2,5889	2,6086	2,6277	2,6446
225	2,6581	2,7599	2,8084	2,8554	2,8969
240	2,6067	2,7864	2,8735	2,9589	3,0350
255	2,3840	2,6344	2,7590	2,8833	2,9958
270	2,0152	2,2999	2,4457	2,5939	2,7307
285	1,5542	1,8211	1,9610	2,1054	2,2408
300	1,0697	1,2746	1,3832	1,4962	1,6031
315	0,6286	0,7536	0,8197	0,8884	0,9532
330	0,2844	0,3397	0,3686	0,3983	0,4261
345	0,0706	0,0835	0,0901	0,0968	0,1029
360	0	0	0	0	0

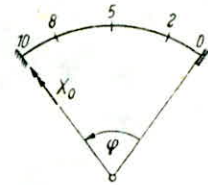


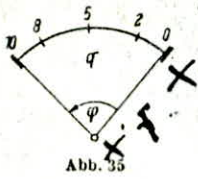
Abb. 49

$q \cdot r^2$

10.5 Tabellen

Tabelle 1. Gleichlast q

$$M_x = q \cdot r^2 \sin \cdot \varphi_x [\tan \varphi/2 - \tan \varphi_x/2] \quad (12)$$



flexion

φ_x	1	2	3	4	5
φ	9	8	7	6	5
0	0	0	0	0	0
5	0,00034	0,00061	0,00080	0,00091	0,00095
10	0,00137	0,00244	0,00321	0,00367	0,00382
15	0,00310	0,00552	0,00725	0,00828	0,00863
20	0,00554	0,00986	0,01295	0,01481	0,01543
25	0,00872	0,01552	0,02038	0,02330	0,02428
30	0,01265	0,02253	0,02960	0,03386	0,03528
35	0,01738	0,03097	0,04071	0,04657	0,04853
40	0,02295	0,04092	0,05382	0,06159	0,06418
45	0,02942	0,05249	0,06907	0,07906	0,08239
50	0,03684	0,06578	0,08662	0,09918	0,10338
60	0,05487	0,09819	0,12947	0,14837	0,15470
70	0,07788	0,13969	0,18451	0,21168	0,22077
80	0,10705	0,19255	0,25484	0,29270	0,30541
90	0,14412	0,26007	0,34500	0,39680	0,41421
100	0,19175	0,34730	0,46190	0,53209	0,55572
110	0,25413	0,46218	0,61650	0,71141	0,74345
120	0,33826	0,61803	0,82709	0,95630	1,00000
130	0,45678	0,83888	1,12673	1,30556	1,36620
140	0,63497	1,17281	1,58157	1,83695	1,92380
150	0,93185	1,73205	2,34607	2,73205	2,86370
160	1,52448	2,85337	3,88371	4,53569	4,75877
170	3,29813	6,22064	8,51214	9,97237	10,47371
180	$\pm \infty$				
195	-2,59287	-5,00302	-6,95395	-8,22186	-8,66130
210	-1,40387	-2,75408	-3,87129	-4,60708	-4,86370
225	-1,00000	-2,00000	-2,84776	-3,41421	-3,61313
240	-0,79094	-1,61803	-2,33826	-2,82709	-3,00000
255	-0,65847	-1,38348	-2,03377	-2,48266	-2,64268
270	-0,56298	-1,22123	-1,83125	-2,26007	-2,41421
285	-0,48732	-1,09890	-1,68650	-2,10772	-2,26047
300	-0,42265	-1,00000	-1,57735	-2,00000	-2,15470
315	-0,36379	-0,91508	-1,49140	-1,92289	-2,08239
330	-0,30727	-0,83805	-1,42108	-1,86826	-2,03528
345	-0,25044	-0,76454	-1,36146	-1,83124	-2,00863
360	-0,19098	-0,69098	-1,30902	-1,80902	-2,00249

q · r²

Tabelle 2. Gleichlast q

torjim $T_x = q \cdot r^2 [\sin \varphi_x - \tan \varphi/2 \cdot \cos \varphi_x - \varphi_x + \varphi/2]$ (13)

φ_x	0	1	2	3	4	5
φ	-10	-9	-8	-7	-6	
0	0	0	0	0	0	
5	-0,00003	-0,00003	-0,00002	-0,00002	-0,00001	
10	-0,00022	-0,00021	-0,00018	-0,00013	-0,00007	
15	-0,00075	-0,00071	-0,00060	-0,00043	-0,00022	
20	-0,00179	-0,00169	-0,00142	-0,00102	-0,00053	
25	-0,00353	-0,00333	-0,00280	-0,00201	-0,00105	
30	-0,00615	-0,00581	-0,00487	-0,00350	-0,00182	
35	-0,00987	-0,00932	-0,00782	-0,00561	-0,00292	
40	-0,01490	-0,01407	-0,01182	-0,00848	-0,00442	
45	-0,02151	-0,02032	-0,01706	-0,01224	-0,00638	
50	-0,02998	-0,02831	-0,02378	-0,01707	-0,00890	
60	-0,05375	-0,05078	-0,04266	-0,03064	-0,01598	
70	-0,08934	-0,08443	-0,07097	-0,05099	-0,02660	
80	-0,14097	-0,13326	-0,11208	-0,08057	-0,04203	
90	-0,21460	-0,20294	-0,17080	-0,12286	-0,06415	
100	-0,31909	-0,30187	-0,25426	-0,18302	-0,09562	
110	-0,46822	-0,44316	-0,37359	-0,26913	-0,14068	
120	-0,68485	-0,64853	-0,54725	-0,39459	-0,20638	
130	-1,01004	-0,95702	-0,80842	-0,58349	-0,30539	
140	-1,52575	-1,44656	-1,22337	-0,88395	-0,46299	
150	-2,42305	-2,29887	-1,94665	-1,40825	-0,73820	
160	-4,27502	-4,05894	-3,44184	-2,49318	-1,30808	
170	-9,94652	-9,45142	-8,02663	-5,82261	-3,05788	
180	± ∞					
195	9,29745	8,85524	7,55335	5,50209	2,89773	
210	5,56465	5,30861	4,54214	3,31836	1,75115	
225	4,37771	4,18392	3,59231	2,63316	1,39270	
240	3,82645	3,66456	3,15875	2,32405	1,23235	
255	3,52852	3,38702	2,93247	2,16672	1,15225	
270	3,35619	3,22995	2,81052	2,08660	1,11328	
285	3,25442	3,14117	2,74884	2,05196	1,09886	
300	3,19534	3,09440	2,72550	2,04720	1,10095	
315	3,16311	3,07479	2,72839	2,06398	1,11533	
330	3,14774	3,07319	2,75041	2,09769	1,13981	
345	3,14235	3,08346	2,78718	2,14591	1,17343	
360	3,14159	3,10106	2,83601	2,20769	1,21610	

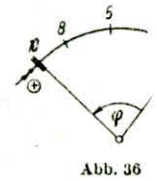


Abb. 36

0

} $q \cdot r^2$

Tabelle 18. Gleichlast q
 $X_0 = X_1 = -q r^2 X_0 = -q r^2 \left(\frac{q}{X} \phi / X + \frac{q}{X} \right)$ (209)

ϕ	k	1	2	3	5	10
5	0,00069	0,00582	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
10	0,00250	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
15	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
20	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
25	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
30	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
35	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
40	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
45	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
50	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
55	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
60	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
65	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
70	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
75	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
80	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
85	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
90	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
95	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
100	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
110	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
120	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
130	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
140	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
150	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
160	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
170	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
180	0,00222	0,00578	0,00587	0,00595	0,00615	0,00669
195	1,16913	1,17011	1,17114	1,17178	1,17235	1,17285
210	1,33982	1,34639	1,34947	1,35243	1,35501	1,35701
225	1,50657	1,53112	1,53191	1,53945	1,54596	1,55145
240	1,66350	1,69868	1,71462	1,72960	1,74245	1,75381
255	1,80466	1,86557	1,89504	1,91878	1,94081	1,96122
270	1,92441	2,01900	2,06175	2,10186	2,13622	2,16481
285	2,01779	2,15296	2,21456	2,27264	2,32622	2,37446
300	2,08080	2,26126	2,34460	2,42380	2,49746	2,56588
315	2,11078	2,33794	2,44465	2,54715	2,63407	2,70600
330	2,10664	2,37777	2,50770	2,63407	2,74600	2,80952
345	2,06893	2,37685	2,52757	2,67620	2,80952	2,89522
360	2,005	2,350	2,525	2,670	2,835	2,935

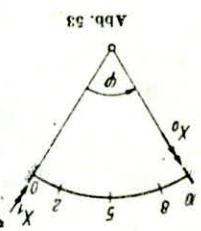


Tabelle 11 Stabendmoment $X_0 = 1, X_1 = 1 M_x = \frac{\sin \varphi_x}{\sin \varphi}$ (111)

φ	φ_x	1 9	2 8	3 7	4 6	5	6 4	7 3	8 2	9 1	01 0
5		0,10013	0,20024	0,30035	0,40043	0,50048	0,60049	0,70045	0,80037	0,90022	
10		0,10050	0,20098	0,30139	0,40171	0,50191	0,60196	0,70182	0,80147	0,90087	
15		0,10114	0,20221	0,30314	0,40387	0,50431	0,60442	0,70410	0,80331	0,90196	
20		0,10204	0,20395	0,30562	0,40691	0,50771	0,60789	0,70733	0,80591	0,90351	
25		0,10321	0,20623	0,30885	0,41089	0,51214	0,61242	0,71153	0,80929	0,90551	
30		0,10467	0,20906	0,31287	0,41582	0,51764	0,61803	0,71674	0,81347	0,90798	
35		0,10643	0,21247	0,31772	0,42178	0,52426	0,62480	0,72300	0,81850	0,91095	
40		0,10852	0,21651	0,32345	0,42882	0,53209	0,63277	0,73037	0,82441	0,91443	
45		0,11096	0,22123	0,33014	0,43702	0,54120	0,64204	0,73892	0,83125	0,91846	
50		0,11377	0,22668	0,33786	0,44648	0,55169	0,65270	0,74875	0,83910	0,92306	
60		0,12070	0,24008	0,35682	0,46966	0,57735	0,67872	0,77265	0,85811	0,93417	
70		0,12969	0,25745	0,38137	0,49960	0,61039	0,71207	0,80315	0,88224	0,94819	
80		0,14132	0,27989	0,41301	0,53809	0,65270	0,75461	0,84183	0,91266	0,96573	
90		0,15643	0,30902	0,45399	0,58779	0,70711	0,80902	0,89101	0,95106	0,98769	
100		0,17633	0,34730	0,50771	0,65270	0,77786	0,87839	0,95419	1,00000	1,01543	
110		0,20305	0,39865	0,57959	0,73924	0,87172	0,97217	1,03690	1,06353	1,05108	
120		0,24008	0,46966	0,67872	0,85811	1,00000	1,09819	1,14837	1,14837	1,09819	
130		0,29365	0,57225	0,82152	1,02867	1,18310	1,27688	1,30521	1,26663	1,16313	
140		0,37636	0,73037	1,04098	1,28975	1,46190	1,54720	1,54058	1,44244	1,25861	
150		0,51764	1,00000	1,41421	1,73205	1,93185	2,00000	1,93185	1,73205	1,41421	
160		0,80591	1,54938	2,17281	2,62790	5,87939	2,90779	2,71090	2,30399	1,71857	
170		1,68370	3,22026	4,47541	5,33944	2,73686	5,63293	5,03673	4,00038	2,61443	
180						$\pm \infty$					
195		-1,28973	-2,43151	-3,29435	-3,77927	-3,83065	-3,44258	-2,65960	-1,57151	-0,30314	
210		-0,71674	-1,33826	-1,78201	-1,98904	-1,93185	-1,61803	-1,08928	-0,41582	0,31287	
225		-0,54120	-1,00000	-1,30656	-1,41421	-1,30656	-1,00000	-0,54120	0,00000	0,54120	
240		-0,46966	-0,85811	-1,09819	-1,14837	-1,00000	-0,67872	-0,24008	0,24008	0,67872	
255		-0,44570	-0,80156	-1,00667	-1,01265	-0,82134	-0,47001	-0,02710	0,42108	0,78723	
270		-0,45399	-0,80902	-0,98769	-0,95106	-0,70711	-0,30902	0,15643	0,58779	0,89101	
285		-0,49399	-0,86826	-1,03208	-0,94577	-0,63024	-0,16195	0,34558	0,76936	1,00667	
300		-0,57735	-1,00000	-1,15470	-1,00000	-0,57735	0,00000	0,57735	1,00000	1,15470	
315		-0,73892	-1,26007	-1,40985	-1,14412	-0,54120	0,22123	0,91846	1,34500	1,37514	
330		-1,08928	-1,82709	-1,97538	-1,48629	-0,51764	0,61803	1,55429	1,98904	1,78201	
345		-2,18843	-3,60708	-3,75695	-2,58532	-0,50431	1,75408	3,39549	3,84254	2,93798	
360				$-\infty$		imag.		$+\infty$			

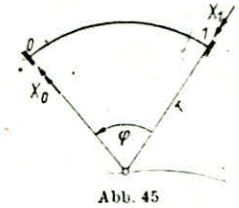


Abb. 45

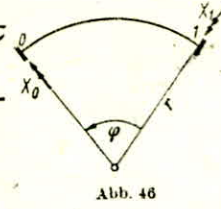
Tabellen zur Berechnung

42
53

21

Tabelle 12. Stabendmoment $X_0 = I, X_1 = I. T_z = \frac{1}{\varphi} - \frac{\cos \varphi_z}{\sin \varphi}$ (112)

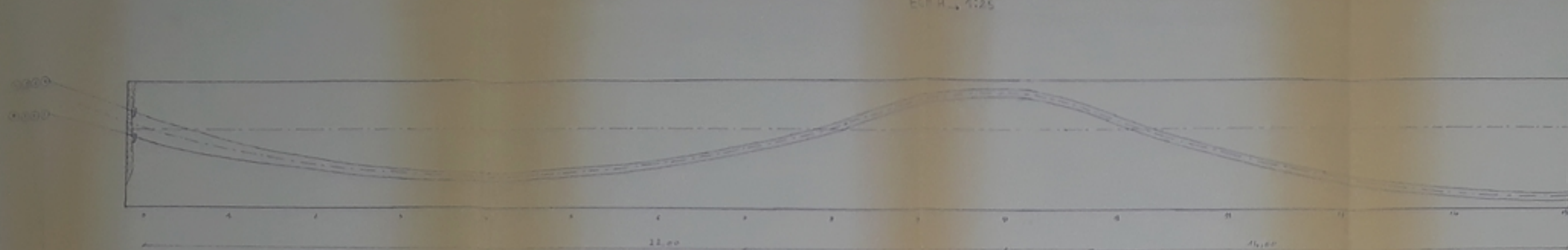
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\frac{\varphi_z}{\varphi}$	
-10	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	-0	φ	
-0,015	-0,014	-0,013	-0,011	-0,008	-0,004	0,001	0,007	0,013	0,021	0,029	5	
-0,029	-0,028	-0,026	-0,021	-0,015	-0,007	0,002	0,014	0,027	0,042	0,058	10	
-0,044	-0,043	-0,039	-0,032	-0,023	-0,011	0,004	0,021	0,040	0,063	0,088	15	
-0,059	-0,057	-0,052	-0,043	-0,031	-0,015	0,005	0,028	0,054	0,084	0,117	20	
-0,074	-0,072	-0,065	-0,054	-0,038	-0,018	0,006	0,035	0,068	0,106	0,147	25	
-0,090	-0,087	-0,079	-0,066	-0,046	-0,022	0,008	0,043	0,083	0,128	0,178	30	
-0,106	-0,103	-0,093	-0,077	-0,055	-0,026	0,009	0,051	0,098	0,150	0,209	35	
-0,123	-0,120	-0,108	-0,089	-0,063	-0,030	0,011	0,059	0,113	0,174	0,241	40	
-0,141	-0,137	-0,124	-0,102	-0,072	-0,033	0,013	0,067	0,129	0,198	0,273	45	
-0,159	-0,155	-0,140	-0,115	-0,081	-0,037	0,015	0,077	0,146	0,223	0,307	50	
-0,200	-0,193	-0,175	-0,143	-0,100	-0,045	0,021	0,097	0,182	0,276	0,378	60	
-0,246	-0,238	-0,214	-0,175	-0,121	-0,053	0,028	0,120	0,223	0,335	0,455	70	
-0,299	-0,289	-0,260	-0,211	-0,145	-0,062	0,037	0,148	0,271	0,402	0,540	80	
-0,363	-0,351	-0,314	-0,254	-0,172	-0,070	0,049	0,183	0,328	0,480	0,637	90	
-0,442	-0,427	-0,381	-0,306	-0,205	-0,080	0,065	0,226	0,397	0,573	0,749	100	
-0,543	-0,524	-0,466	-0,372	-0,245	-0,090	0,088	0,281	0,484	0,687	0,885	110	
-0,677	-0,652	-0,577	-0,457	-0,295	-0,100	0,121	0,357	0,598	0,834	1,055	120	
0,865	-0,831	-0,733	-0,574	-0,363	-0,111	0,169	0,464	0,757	1,033	1,280	130	
-1,146	-1,100	-0,964	-0,747	-0,461	-0,123	0,247	0,626	0,992	1,324	1,601	140	
-1,618	-1,550	-1,350	-1,032	-0,618	-0,136	0,382	0,900	1,382	1,796	2,114	150	
-2,566	-2,452	-2,121	-1,598	-0,924	-0,150	0,664	1,453	2,158	2,724	3,106	160	
-5,422	-5,170	-4,437	-3,287	-1,820	-0,165	1,534	3,129	4,480	5,468	6,008	170	
± ∞											± ∞	180
4,158	3,936	3,296	2,313	1,097	-0,210	-1,460	-2,509	-3,236	-3,558	-3,438	195	
2,273	2,140	1,759	1,181	0,482	-0,245	-0,903	-1,405	-1,683	-1,703	-1,459	210	
1,669	1,561	1,255	0,796	0,255	-0,287	-0,745	-1,052	-1,160	-1,052	-0,745	225	
1,393	1,294	1,011	0,596	0,118	-0,339	-0,695	-0,891	-0,891	-0,695	-0,339	240	
1,260	1,159	0,876	0,466	0,009	-0,406	-0,698	-0,810	-0,721	-0,448	-0,043	255	
1,212	1,103	0,800	0,369	-0,097	-0,495	-0,739	-0,775	-0,597	-0,242	0,212	270	
1,236	1,111	0,765	0,282	-0,220	-0,620	-0,821	-0,775	-0,492	-0,041	0,469	285	
1,346	1,191	0,768	0,191	-0,386	-0,809	-0,964	-0,809	-0,386	0,191	0,768	300	
1,596	1,388	0,824	0,071	-0,649	-1,125	-1,215	-0,893	-0,255	0,512	1,182	315	
2,174	1,851	0,987	-0,139	-1,165	-1,758	-1,728	-1,085	-0,035	1,082	1,906	330	
4,030	3,350	1,551	-0,736	-2,705	-3,665	-3,277	-1,678	0,570	2,675	3,898	345	
imag.											360	



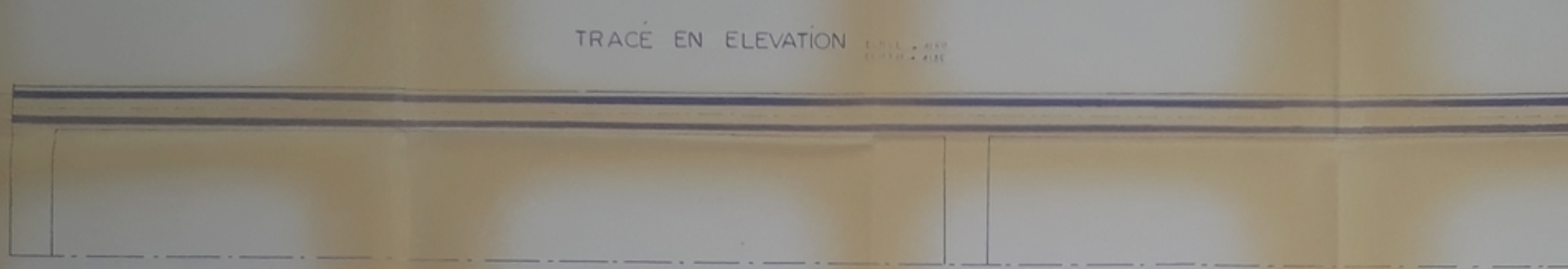
BIBLIOGRAPHIE

- Cahier des prescription Communes FASC 61
- Cours de Pont (réunion des ingenieurs; édition 73)
- DURCHLAUFTRÄGER
Einflußlinien und Momentenlinien (Ernst ZELLERER)
(ligne de moment et ligne d'influence des moment)
- Projet de beton precontraint (Lacroix et Fuentes)
- Béton precontraint (Y. Guyon)
- Nouveau memento de beton precontraint (G. DREUX)
- cours de beton precontraint (Belazoughi)
- cours de beton arme (")
- Kreisförmig gekrümmte Träger (Hans Wittfort)
(calcul de poutre courbée)
- Calcul des ouvrages en beton armé (P. Charon)

COUPE LONGITUDINALE ECH. L. : 1:50
ECH. H. : 1:25

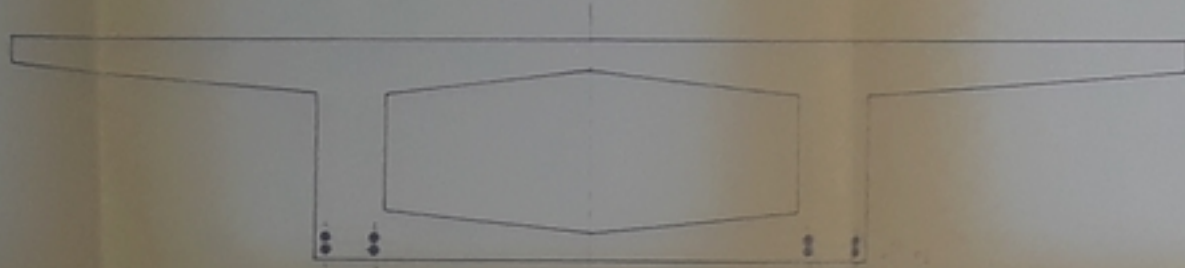


TRACÉ EN ELEVATION ECH. L. : 1:50
ECH. H. : 1:25

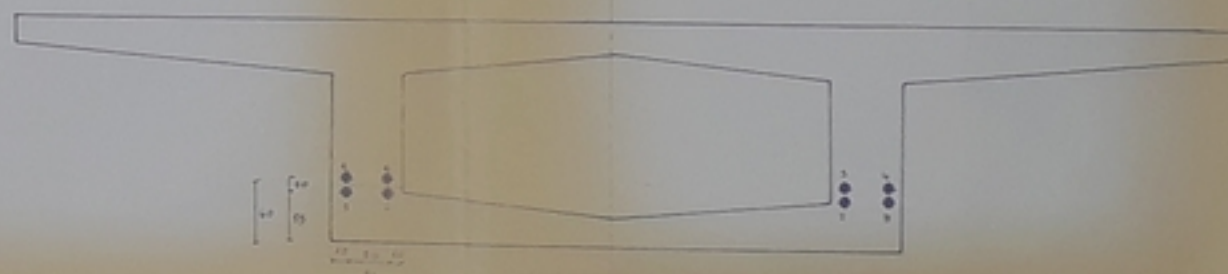


COUPES TRANSVERSALES ECH. : 1:25

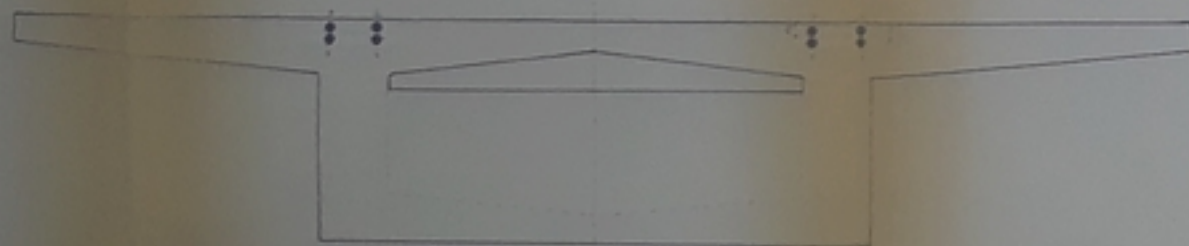
SECTION EN TRAVÉE: Point 15



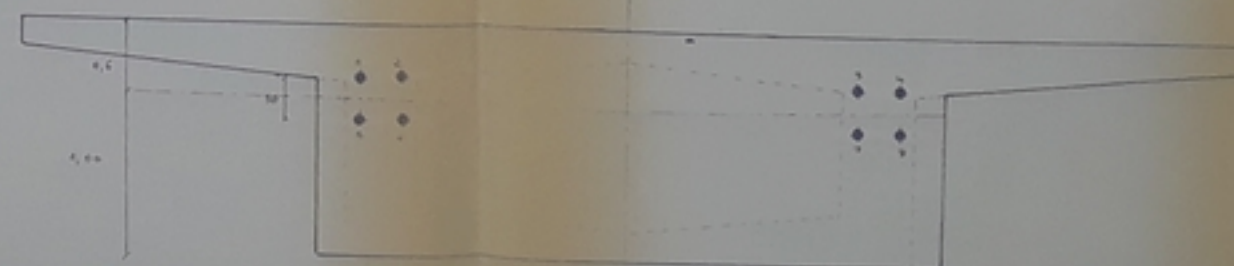
SECTION EN TRAVÉE: Point 4



SECTION SUR PILE: Point 10



SECTION SUR CULÉE: Point 0



Cable Position	ORDONNÉE DU CABLE					
	①	②	③	④	⑤	⑥
0	-0,15					+0,15
5	+0,44					+0,57
2	+0,34					+0,55
3	+0,33					+0,62
4	+0,35					+0,65
5	+0,36					+0,65
6	+0,40					+0,50
7	+0,45					+0,54
8	+0,47					+0,57
9	+0,50					+0,53
10	+0,50					+0,40
11	+0,46					+0,46
12	+0,44					+0,54
13	+0,56					+0,66
14	0,74					0,81
15	0,50					0,50

9300587
-1-

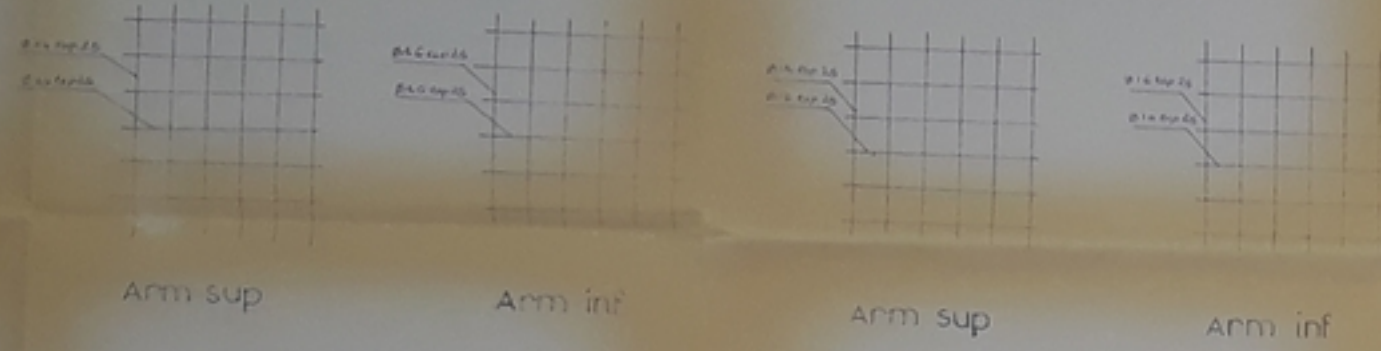
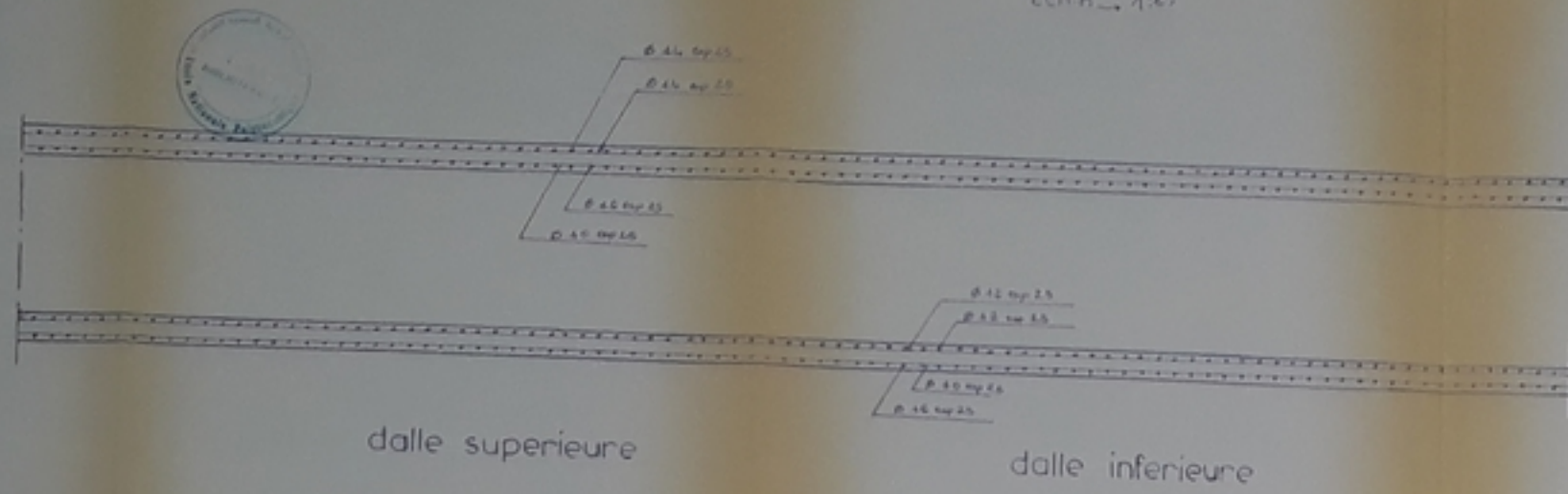
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT: GÉNIE CIVIL
ETUDE DU TABLIER D'UN PONT COURBE
CONTINU EN B.P
CONCEPTION ET CALCUL

TRACÉ DES CABLES

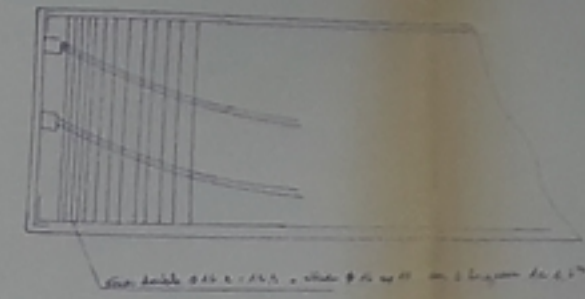
PROPOSÉ PAR: SAET
ETUDIÉ PAR: A. JAMARI
Z. BOUKAOLA
DIRIGÉ PAR: N. ZOUKI

PROMOTION: Janvier 87

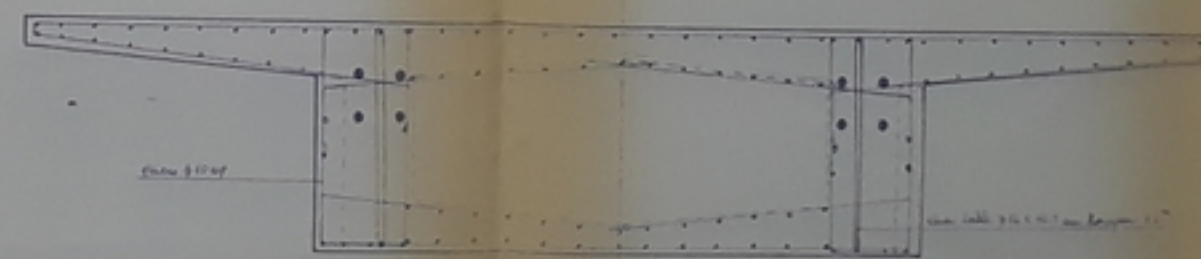
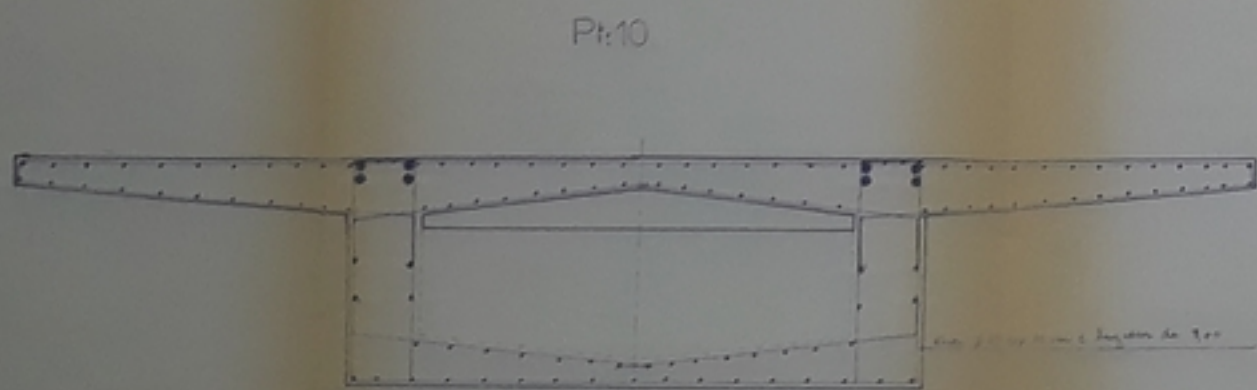
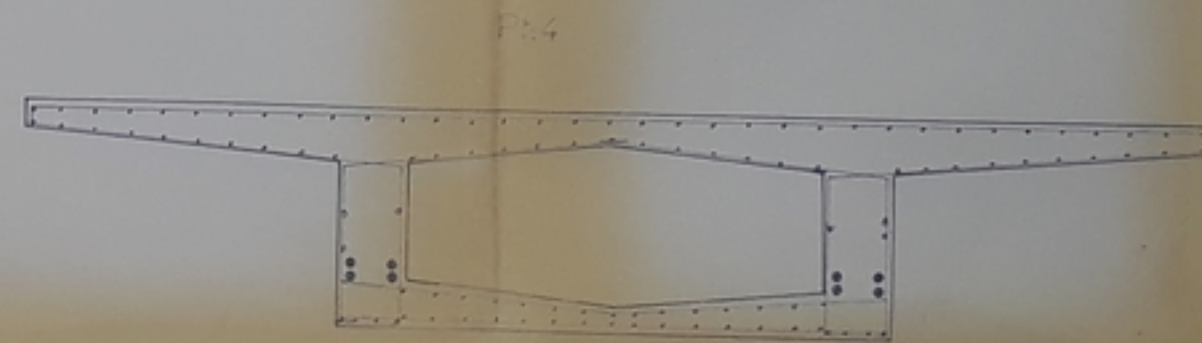
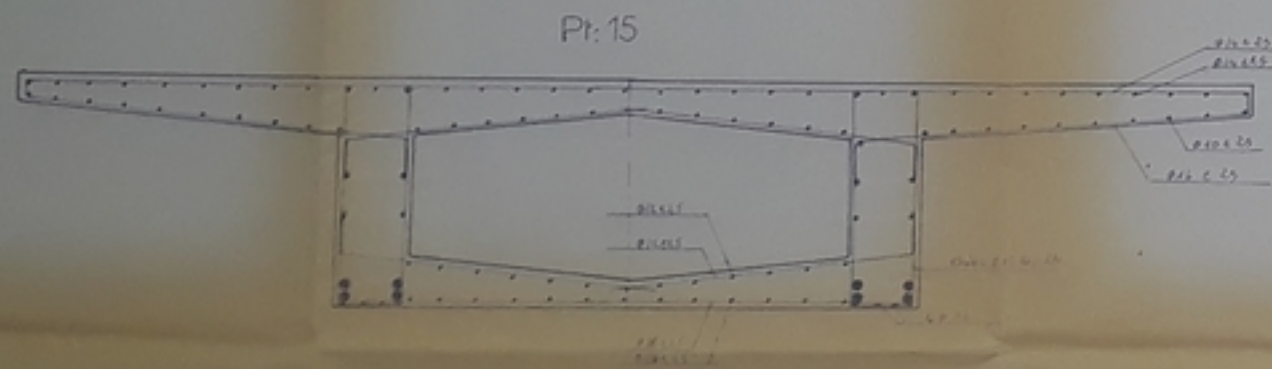
FERRAILLAGE DE LA DALLE ECH: L... 1/50
ECH: H... 1/45



DÉTAIL DE L'ABOUT



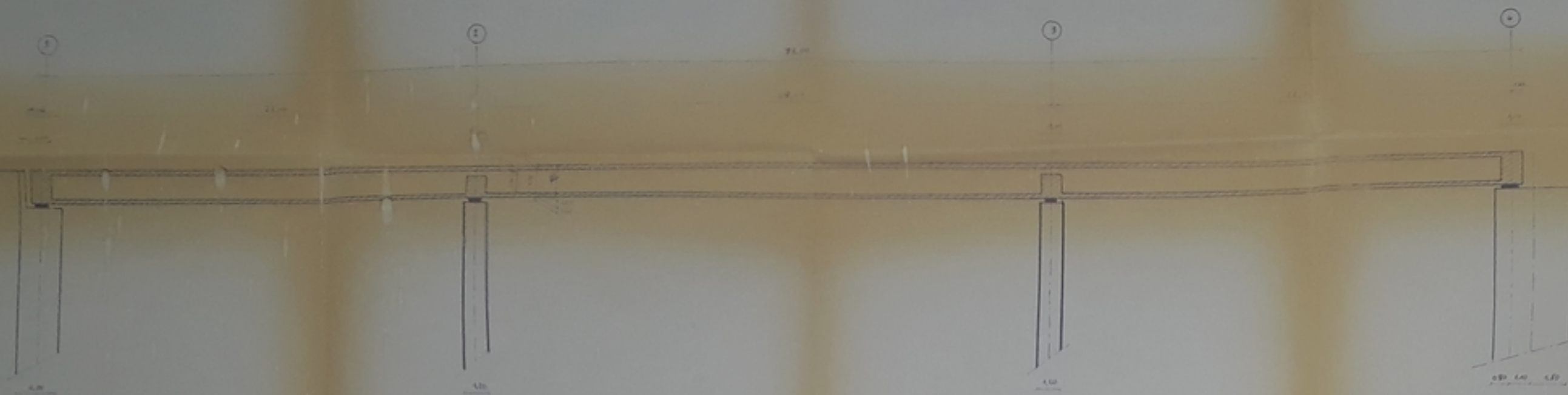
FERRAILLAGE DU CAISSON ECH: 1/25



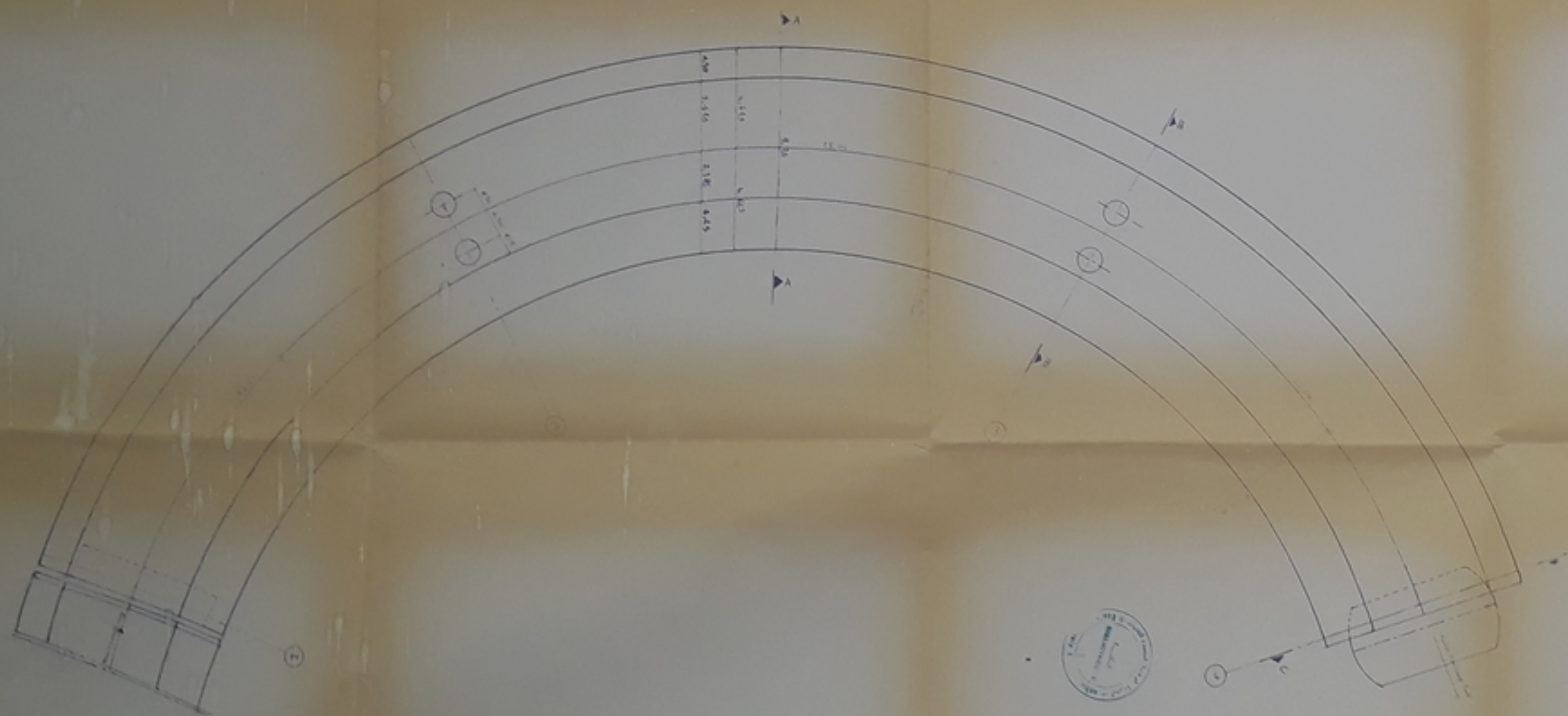
PR 00537
- 2 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT: GENIE CIVIL
ETUDE DU TABLIER D'UN PONT COURBE
CONTINU EN BP
CONCEPTION ET CALCUL
FERRAILLAGE
PROPOSÉ PAR: SAËTI
ETUDE PAR: A. AMMAR
DIRIGÉ PAR: M. TOUATI
PROMOTION: Janvier 87

COUPE LONGITUDINALE ECH: 1/100

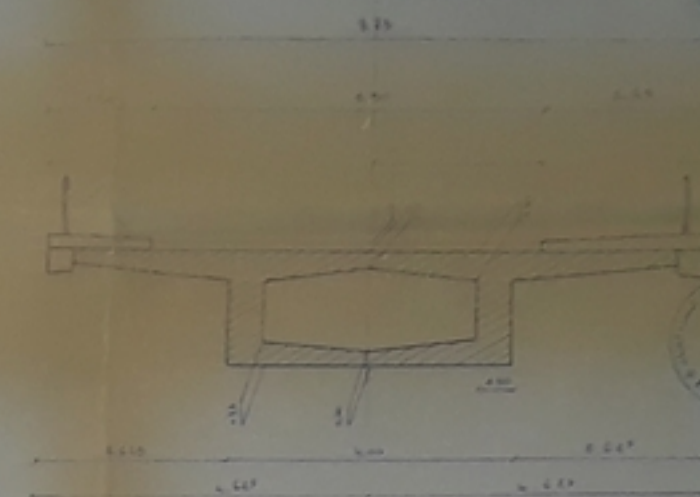


VUE EN PLAN ECH: 1/100

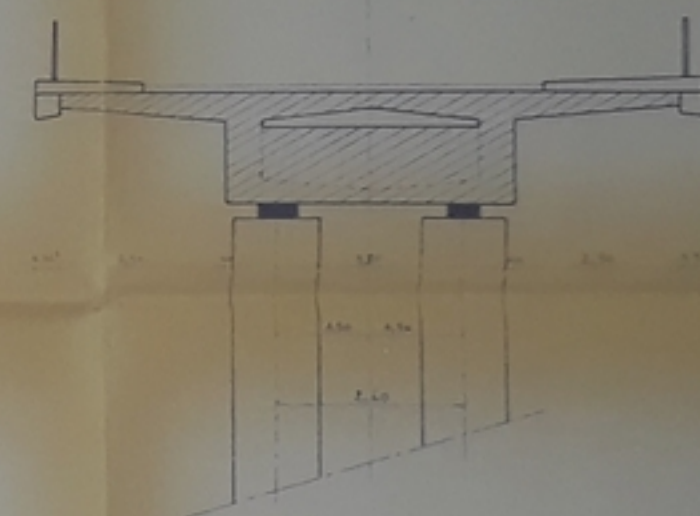


COUPES TRANSVERSALES ECH: 1/100

COUPE A.A



COUPE B.B



COUPE C.C



PB 005/87

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT: GÉNIE CIVIL

ETUDE DU TABLIER D'UN PONT COURBE
CONTINU EN B.P.
CONCEPTION ET ETUDE

PLAN DE COFFRAGE

PROP. PAR: SAËTI
ETUDIÉ PAR: ANMARI, A. ROUKAOULA Z.
DIRIGÉ PAR: M-ZOUKH

PROMOTION: Janvier 88

